

**UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**Escuela Profesional de Ingeniería Civil**



*Una Institución Adventista*

**Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en la  
respuesta sísmica de una edificación de concreto armado con  
irregularidad de piso blando en primer nivel en un suelo de tipo  
grava**

Tesis presentada para optar el título de Ingeniero Civil

**Autor:**

Bach. Brayan Vicente Ccapa Anton

**Asesor:**

Mg. Leonel Chahuares Paucar

**Lima, junio de 2021**

## DECLARACIÓN JURADA DE AUTORIA DEL INFORME DE TESIS

Mg. Leonel Chahuares Paucar, de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

### DECLARO:

Que el presente informe de investigación titulado: ***“Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en la respuesta sísmica de una edificación de concreto armado con irregularidad de piso blando en primer nivel en un suelo de tipo grava”*** constituye la memoria que presenta el **Bachiller Brayan Vicente Ccapa Anton** para aspirar al título de Profesional de/Grado académico de Ingeniero Civil ha sido realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este informe son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente constancia en Lima, a los 05 días del mes de agosto del año 2021.

  
Mg. Leonel Chahuares Paucar

### ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

En Lima, Ñaña, Villa Unión, a los 15 días día(s) del mes de junio del año 2021 siendo las 09:30 horas, se reunieron en modalidad virtual u online sincrónica, bajo la dirección del Señor Presidente del jurado: **Ing. Roberto Roland Yoctún Ríos**, el secretario: **Ing. Ferrer Canaza Rojas**... y los demás miembros: **Ing. Miguel Ángel Galarreta Chávez** y el **Ing. David Díaz Garamendi** ..... y el asesor: **Mg. Leonel Chahuarez Paucar**, con el propósito de administrar el acto académico de sustentación de la tesis titulada: **"Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en la respuesta sísmica de una edificación de concreto armado con irregularidad de piso blando en primer nivel en un suelo de tipo grava"**

del (los)/la(las) bachiller/es: a).....**BRAYAN VICENTE CCAPA ANTON**.....  
 .....b).....  
 .....conducente a la obtención del título profesional de.....**INGENIERO CIVIL**.....con mención  
*(Nombre del Título Profesional)*  
 en.....

El Presidente inició el acto académico de sustentación invitando al (los)/a (la) (las) candidato(a)/s hacer uso del tiempo determinado para su exposición. Concluida la exposición, el Presidente invitó a los demás miembros del jurado a efectuar las preguntas, y aclaraciones pertinentes, las cuales fueron absueltas por el(los)/la (las) candidato(a)/s. Luego, se produjo un receso para las deliberaciones y la emisión del dictamen del jurado.

Posteriormente, el jurado procedió a dejar constancia escrita sobre la evaluación en la presente acta, con el dictamen siguiente:

Candidato (a): ..... **BRAYAN VICENTE CCAPA ANTON**.....

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	
<b>APROBADO</b>	<b>16</b>	<b>B</b>	<b>BUENO</b>	<b>MUY BUENO</b>

Candidato (b):

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	

(\*) Ver parte posterior

Finalmente, el Presidente del jurado invitó al(los)/a(la)(las) candidato(a)/s a ponerse de pie, para recibir la evaluación final y concluir el acto académico de sustentación procediéndose a registrar las firmas respectivas.

\_\_\_\_\_  
 Presidente  
 Ing. Roberto Roland  
 Yoctun Ríos

  
 \_\_\_\_\_  
 Secretario  
 Ing. Ferrer Canaza  
 Rojas

\_\_\_\_\_  
 Asesor  
 Mg. Leonel  
 Chahuarez Paucar

\_\_\_\_\_  
 Miembro  
 Ing. Miguel Ángel  
 Galarreta Chávez

\_\_\_\_\_  
 Miembro  
 Ing. David Díaz  
 Garamendi

\_\_\_\_\_  
 Candidato/a (a)  
 Brayan Vicente  
 Ccapa Anton

\_\_\_\_\_  
 Candidato/a (b)

### **Dedicatoria**

A Dios y a mi madre Yolanda Anton  
Damian, con gran y sincera gratitud  
por su cuidado y apoyo constante en  
cada etapa y logro de mi vida.

Brayan V. Ccapa Anton



## **Agradecimiento**

A la Universidad Peruana Unión y a los docentes de la E.P. Ingeniería Civil por los conocimientos y valores impartidos en mis años de estudio. A mi familia, amigos, compañeros de clase, pastores, ingenieros, profesores y demás personas y/o mentores que de alguna manera me impartieron alguna enseñanza y fortaleza en mi etapa académica.

## Índice de Contenido

<b>Dedicatoria .....</b>	<b>iv</b>
<b>Agradecimiento .....</b>	<b>v</b>
<b>Índice de Contenido .....</b>	<b>vi</b>
<b>Índice de Figuras .....</b>	<b>xxiii</b>
<b>Índice de Tablas .....</b>	<b>xxxii</b>
<b>Simbología .....</b>	<b>xliii</b>
<b>Resumen .....</b>	<b>xlvi</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>xlix</b>
<b>CAPÍTULO I. El Problema .....</b>	<b>50</b>
1.1. Descripción de la realidad problemática .....	50
1.2. Formulación del Problema .....	51
<i>1.2.1. Problema general</i> .....	51
<i>1.2.2. Problemas específicos</i> .....	51
1.3. Objetivos .....	52
<i>1.3.1. Objetivo general</i> .....	52
<i>1.3.2. Objetivos específicos</i> .....	52
1.4. Justificación de la investigación .....	52
1.5. Justificación de la muestra .....	53

1.6. Limitaciones de la investigación .....	56
<b>CAPÍTULO II. Marco teórico .....</b>	<b>57</b>
2.1. Antecedentes de la investigación .....	57
2.1.1. Antecedentes internacionales .....	57
2.1.2. Antecedentes nacionales .....	59
2.2. Bases teóricas .....	62
2.2.1. Sismicidad .....	62
2.2.1.1. Sismicidad en Perú .....	62
2.2.1.2. Sismicidad en Lima .....	62
2.2.1.3. Sismicidad en el distrito de La Molina .....	64
2.2.1.4. Microzonificación sísmica y geotécnica del distrito de La Molina .....	64
2.2.2. Suelos como material de fundación .....	66
2.2.2.1. Clasificación y características de suelos .....	66
2.2.2.2. Resistencia del suelo con respecto a la presión ejercida .....	67
2.2.2.3. Clasificación de terrenos según morfología .....	67
2.2.2.4. Clases de suelo según integridad y capacidad portante .....	68
2.2.3. Mecánica de suelos .....	68
2.2.4. Cimentaciones .....	69
2.2.4.1. Capacidad de carga del suelo .....	69
2.2.4.1.1. Capacidad de carga según Terzaghi .....	70
2.2.4.1.2. Capacidad de carga según Meyerhof .....	71

2.2.4.2. Cimentaciones superficiales .....	73
2.2.5. Cimentación mediante zapatas aisladas con pilar céntrico .....	74
2.2.5.1. Metodología de Predimensionamiento .....	74
2.2.5.1.1. Área de zapata .....	74
2.2.5.1.2. Altura de la zapata.....	76
2.2.6. Estructuras .....	78
2.2.7. Sistemas estructurales de edificaciones de concreto armado .....	78
2.2.8. Definición y Predimensionamiento de elementos estructurales en una edificación aportada.....	79
2.2.8.1. Columnas .....	79
2.2.8.2. Vigas .....	80
2.2.8.3. Losa .....	81
2.2.8.4. Escaleras .....	82
2.2.9. Análisis sísmico de estructuras .....	83
2.2.9.1. Análisis Estático .....	83
2.2.9.2. Análisis Dinámico.....	88
2.2.10. Diseño sísmico de estructuras.....	88
2.2.11. Respuesta sísmica de estructuras.....	89
2.2.11.1. Desplazamientos laterales.....	90
2.2.11.2. Esfuerzos Internos .....	91
2.2.12. Configuración estructural.....	92

2.2.13. Irregularidades .....	92
2.2.14. Irregularidad de Piso blando.....	93
2.2.14.1. Problemática del piso blando.....	93
2.2.14.2. Causas que generan el piso blando en edificaciones .....	95
2.2.14.3. Consecuencias en edificaciones con piso blando .....	97
2.2.14.4. Comportamiento del piso blando ante un sismo.....	98
2.2.14.5. Normativa de Irregularidad de Piso Blando .....	101
2.2.14.6. Aspectos no considerados en la normativa de Piso Blando.....	102
2.2.14.7. Recomendaciones para evitar fallas por piso blando.....	103
2.2.14.8. Conceptos estructurales erróneos .....	106
2.2.15. Interacción Dinámica Suelo Estructura .....	107
2.2.15.1. Investigación de la Interacción Dinámica Suelo Estructura .....	107
2.2.15.2. Definición y argumentación de interacción suelo-estructura .....	108
2.2.15.3. Esquema de cálculo en edificaciones con zapatas aisladas considerando la interacción suelo-estructura .....	110
2.2.15.4. Componentes en el modelo de estudio .....	111
2.2.15.5. Modelo dinámico de D.D. Barkan – O.A. Savinov .....	112
2.2.15.6. Variaciones producidas por el efecto dinámico de interacción suelo- estructura .....	116
2.2.15.7. Influencia de la interacción suelo-estructura según el suelo de fundación .....	117
2.2.15.8. Movimiento total de un sistema estructural.....	117

2.2.15.9. Resortes en la interacción suelo-estructura.....	117
2.2.16. <i>Efectos de la interacción suelo-estructura en edificaciones con primer piso blando</i> .....	118
2.3. Definición de términos básicos .....	120
<b>CAPÍTULO III. Materiales y Métodos.....</b>	<b>125</b>
3.1. Enfoque de la investigación .....	125
3.2. Alcance de la investigación.....	125
3.3. Nivel y tipo de la Investigación .....	126
3.4. Diseño de la investigación .....	127
3.5. Población y Muestra.....	127
3.6. Análisis de datos .....	128
3.6.1. <i>Procesamiento de datos</i> .....	128
3.6.2. <i>Metodología para el cumplimiento de objetivos</i> .....	128
3.7. Formulación de Hipótesis .....	134
3.7.1. <i>Hipótesis general</i> .....	134
3.7.2. <i>Hipótesis específicas</i> .....	134
3.8. Variables .....	134
3.8.1. <i>Variable independiente (Causa)</i> .....	134
3.8.2. <i>Variable dependiente (Consecuencia)</i> .....	135
3.9. Descripción de los casos de estudio .....	136

3.10. Datos generales del proyecto: .....	137
3.11. Metrado de cargas para predimensionamiento.....	138
3.11.1. <i>Carga Muerta</i> .....	139
3.11.2. <i>Carga Viva</i> .....	139
3.12. Predimensionamiento de elementos estructurales.....	140
3.12.1. <i>Áreas tributarias</i> .....	140
3.12.2. <i>Predimensionamiento de losa</i> .....	141
3.12.3. <i>Predimensionamiento de vigas</i> .....	142
3.12.4. <i>Escaleras</i> .....	143
3.12.4.1. Escalera de edificación regular .....	143
3.12.4.1.1. <i>Predimensionamiento</i> .....	143
3.12.4.1.2. <i>Cargas aplicadas</i> .....	144
3.12.4.1.3. <i>Cargas asignadas al ETABS</i> .....	144
3.12.4.2. Escalera de edificación irregular .....	145
3.12.4.2.1. <i>Cargas aplicadas</i> .....	146
3.12.4.2.2. <i>Cargas asignadas al ETABS</i> .....	146
3.12.5. <i>Predimensionamiento de columnas</i> .....	147
3.12.5.1. Predimensionamiento de columnas de edificación regular .....	147
3.12.5.2. Predimensionamiento de columnas de edificación irregular .....	149
3.13. Modelado de la Edificación .....	151
3.14. Análisis Sísmico.....	161



3.14.1. <i>Análisis Estático</i> .....	161
3.14.1.1. Parámetros sísmicos .....	162
3.14.1.2. Cálculo de la Fuerza Cortante Basal.....	164
3.14.1.3. Definición de la carga lateral en ETABS .....	165
3.14.2. <i>Análisis Dinámico</i> .....	166
3.15. Aplicación de la Interacción Suelo Estructura .....	166
3.15.1. <i>Propiedades geotécnicas del suelo de fundación</i> .....	167
3.15.1.1. Características del suelo de fundación.....	167
3.15.1.2. Capacidad de carga del suelo de fundación.....	168
3.15.1.2.1. <i>Capacidad de carga del suelo según Terzaghi</i> .....	168
3.15.1.2.2. <i>Capacidad de carga del suelo según Meyerhof</i> .....	169
3.15.2. <i>Cimentación tipo zapatas aisladas</i> .....	169
3.15.2.1. Predimensionamiento .....	170
3.15.2.1.1. <i>Área de zapata</i> .....	172
3.15.2.1.2. <i>Altura <math>h_z</math> de la zapata</i> .....	173
3.15.2.1.3. <i>Dimensiones finales de zapata, considerando excentricidad</i> .....	174
3.16. Aplicación del modelo de Interacción Suelo-Estructura.....	176
3.16.1. <i>Masas traslacionales (<math>M_x</math>, <math>M_y</math> y <math>M_z</math>)</i> .....	176
3.16.2. <i>Masas rotacionales (<math>M_{\phi x} + M_{\phi y}</math> y <math>M_{\phi z}</math>)</i> .....	177

3.16.3. Numeración de zapatas a usarse en el cálculo de Coeficientes de Rigidez y Rigidez de Suelo .....	178
3.16.4. Aplicación de Interacción Suelo-Estructura para edificación regular .....	179
3.16.4.1. Pesos para el cálculo de Coeficientes de Rigidez.....	179
3.16.4.2. Presión Estática ( $\rho$ ) .....	179
3.16.4.3. Área e Inercia de zapatas .....	181
3.16.4.4. Coeficiente de Balasto, Coeficiente $D_0$ , Coeficiente de Poisson .....	182
3.16.4.5. Coeficiente $D_0$ , Coeficientes de Rigidez.....	184
3.16.4.6. Rigideces de Suelo.....	184
3.16.5. Aplicación de Interacción Suelo Estructura en edificación irregular.....	185
3.16.5.1. Pesos para el cálculo de Coeficientes de Rigidez.....	185
3.16.5.2. Presión Estática.....	186
3.16.5.3. Área e Inercia de zapatas .....	187
3.16.5.4. Coeficientes de acuerdo a las propiedades del suelo .....	188
3.16.5.5. Coeficiente $D_0$ , Coeficientes de Rigidez del Suelo.....	188
3.16.5.6. Rigideces de Suelo.....	189
3.17. Modelado de Interacción Suelo–Estructura .....	190
3.18. Análisis de Irregularidad de Piso Blando por ETABS .....	196
3.18.1. Edificación A (Altura del primer nivel=2.7m) Sin Interacción Suelo-Estructura. ....	196
3.18.1.1. Análisis Estático. ....	196

3.18.1.1.1. Análisis Estático en dirección X .....	196
3.18.1.1.2. Análisis Estático en dirección Y .....	197
3.18.1.2. Análisis Dinámico .....	199
3.18.1.2.1. Análisis Dinámico en dirección X .....	199
3.18.1.2.2. Análisis Dinámico en dirección Y.....	200
3.18.2. Edificación A (Altura del primer nivel=2.7m) Con Interacción Suelo- Estructura .....	201
3.18.2.1. Análisis Estático .....	201
3.18.2.1.1. Análisis Estático en dirección X.....	201
3.18.2.1.2. Análisis Estático en dirección Y .....	203
3.18.2.2. Análisis Dinámico .....	204
3.18.2.2.1. Análisis Dinámico en dirección X .....	204
3.18.2.2.2. Análisis Dinámico en dirección Y.....	205
3.18.3. Edificación B (Altura del primer nivel=4.05m) Sin Interacción Suelo- Estructura .....	207
3.18.3.1. Análisis Estático .....	207
3.18.3.1.1. Análisis Estático en dirección X.....	207
3.18.3.1.2. Análisis estático en dirección Y .....	208
3.18.3.2. Análisis Dinámico .....	210
3.18.3.2.1. Análisis dinámico en dirección X .....	210
3.18.3.2.2. Análisis dinámico en dirección Y.....	211

3.18.4. Edificación B (Altura del primer nivel=4.05m) Con Interacción Suelo- Estructura .....	213
3.18.4.1. Análisis Estático .....	213
3.18.4.1.1. Análisis Estático en dirección X .....	213
3.18.4.1.2. Análisis Estático en dirección Y .....	214
3.18.4.2. Análisis Dinámico .....	216
3.18.4.2.1. Análisis dinámico en dirección X .....	216
3.18.4.2.2. Análisis dinámico en dirección Y .....	217
3.18.5. Comparación general de desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, según tipo de Análisis con y sin ISE de ambas edificaciones .....	219
3.18.5.1. Análisis Estático. ....	219
3.18.5.1.1. Análisis Estático en dirección X .....	219
3.18.5.1.2. Análisis Estático en dirección Y .....	220
3.18.5.2. Análisis Dinámico .....	221
3.18.5.2.1. Análisis Dinámico en dirección X .....	221
3.18.5.2.2. Análisis Dinámico en dirección Y .....	223
<b>CAPÍTULO IV. Resultados y Discusión.....</b>	<b>225</b>
4.1. Desplazamientos Laterales .....	225
4.1.1. Edificación Regular .....	225
4.1.1.1. Análisis Estático .....	225
4.1.1.1.1. Análisis Estático en dirección X .....	225

4.1.1.1.2. <i>Análisis Estático en dirección Y</i> .....	226
4.1.1.2. <i>Análisis Dinámico</i> .....	228
4.1.1.2.1. <i>Análisis Dinámico en dirección X</i> .....	228
4.1.1.2.2. <i>Análisis Dinámico en dirección Y</i> .....	229
4.1.2. <i>Edificación Irregular</i> .....	230
4.1.2.1. <i>Análisis Estático.</i> .....	230
4.1.2.1.1. <i>Análisis Estático en dirección X</i> .....	230
4.1.2.1.2. <i>Análisis Estático en dirección Y</i> .....	232
4.1.2.2. <i>Análisis Dinámico</i> .....	233
4.1.2.2.1. <i>Análisis Dinámico en dirección X</i> .....	233
4.1.2.2.2. <i>Análisis Dinámico en dirección Y</i> .....	234
4.2. <i>Comparación de Desplazamientos Laterales, según tipo de Análisis con y sin ISE de ambas edificaciones</i> .....	236
4.2.1. <i>Análisis Estático</i> .....	236
4.2.1.1. <i>Análisis Estático en dirección X</i> .....	236
4.2.1.2. <i>Análisis Estático en dirección Y</i> .....	238
4.2.2. <i>Análisis Dinámico</i> .....	239
4.2.2.1. <i>Análisis Dinámico en dirección X</i> .....	239
4.2.2.2. <i>Análisis Dinámico en dirección Y</i> .....	241
4.3. <i>Primera verificación de derivas, sin modificación de R en la edificación irregular</i> ..	243
4.3.1. <i>Edificación sin piso blando</i> .....	243

4.3.1.1. Análisis Estático .....	243
4.3.1.1.1. Análisis Estático en dirección X .....	243
4.3.1.1.2. Análisis Estático en dirección Y .....	244
4.3.1.2. Análisis Dinámico .....	244
4.3.1.2.1. Análisis Dinámico en dirección X .....	244
4.3.1.2.2. Análisis Dinámico en dirección Y .....	244
4.3.2. Edificación con piso blando .....	245
4.3.2.1. Análisis Estático .....	245
4.3.2.1.1. Análisis Estático en dirección X .....	245
4.3.2.1.2. Análisis Estático en dirección Y .....	245
4.3.2.2. Análisis Dinámico .....	246
4.3.2.2.1. Análisis Dinámico en dirección X .....	246
4.3.2.2.2. Análisis Dinámico en dirección Y .....	246
4.3.3. Edificación sin piso blando - Aplicación de ISE .....	247
4.3.3.1. Análisis Estático .....	247
4.3.3.1.1. Análisis Estático en dirección X .....	247
4.3.3.1.2. Análisis Estático en dirección Y .....	247
4.3.3.2. Análisis Dinámico .....	248
4.3.3.2.1. Análisis Dinámico en dirección X .....	248
4.3.3.2.2. Análisis Dinámico en dirección Y .....	248
4.3.4. Edificación con piso blando – Aplicación de ISE .....	249

4.3.4.1. Análisis Estático .....	249
4.3.4.1.1. Análisis Estático en dirección X .....	249
4.3.4.1.2. Análisis Estático en dirección Y .....	249
4.3.4.2. Análisis Dinámico .....	250
4.3.4.2.1. Análisis Dinámico en dirección X .....	250
4.3.4.2.2. Análisis Dinámico en dirección Y .....	250
4.4. Comparación de Fuerzas Internas en ambas edificaciones con y sin ISE.....	251
4.4.1. Casos más representativos de fuerzas internas en columnas .....	252
4.4.1.1. Columna 5.....	253
4.4.1.1.1. Edificación Regular. Análisis Estático. Dirección X.....	253
4.4.1.1.2. Edificación Regular. Análisis Dinámico. Dirección X.....	253
4.4.1.1.3. Edificación Irregular. Análisis Estático. Dirección X.....	254
4.4.1.1.4. Edificación Irregular. Análisis Dinámico. Dirección X.....	255
4.4.1.2. Columna 10.....	256
4.4.1.2.. Edificación Regular. Análisis Estático. Dirección Y.....	256
4.4.1.2.2. Edificación Regular. Análisis Dinámico. Dirección Y.....	256
4.4.1.2.3. Edificación Irregular. Análisis Estático. Dirección Y.....	257
4.4.1.2.4. Edificación Irregular. Análisis Dinámico. Dirección Y.....	258
4.4.1.3. Columna 24.....	259
4.4.1.3.1. Edificación Regular. Análisis Estático. Dirección Y.....	259
4.4.1.3.2. Edificación Regular. Análisis Dinámico. Dirección Y.....	259



4.4.1.3.3. Edificación Irregular. Análisis Estático. Dirección Y .....	260
4.4.1.3.4. Edificación Irregular. Análisis Dinámico. Dirección Y .....	261
4.4.2. Casos más representativos de fuerzas internas en vigas .....	261
4.4.2.1. Viga B-C, Eje 4 .....	262
4.4.2.1.1. Edificación Regular. Análisis Estático. Dirección X.....	262
4.4.2.1.2. Edificación Regular. Análisis Dinámico. Dirección X.....	263
4.4.2.1.3. Edificación Irregular. Análisis Estático. Dirección X.....	264
4.4.2.1.4. Edificación Irregular. Análisis Dinámico. Dirección X.....	265
4.4.2.2. Viga C-D, Eje 6 .....	266
4.4.2.2.1. Edificación Regular. Análisis Estático. Dirección X.....	266
4.4.2.2.2. Edificación Regular. Análisis Dinámico. Dirección X.....	267
4.4.2.2.3. Edificación Irregular Análisis Estático. Dirección X.....	268
4.4.2.2.4. Edificación Irregular. Análisis Dinámico. Dirección X.....	269
4.4.2.3. Viga 5-6. Eje D .....	270
4.4.2.3.1. Edificación Regular. Análisis Estático. Dirección Y.....	270
4.4.2.3.2. Edificación Regular. Análisis Dinámico. Dirección Y .....	271
4.4.2.3.3. Edificación Irregular. Análisis Estático. Dirección Y.....	271
4.4.2.3.4. Edificación Irregular. Análisis Dinámico. Dirección Y .....	272
4.4.2.4. Viga 2-3. Eje B .....	273
4.4.2.4.1. Edificación Regular. Análisis Estático. Dirección Y.....	273
4.4.2.4.2. Edificación Regular. Análisis Dinámico. Dirección Y .....	274

4.4.2.4.3. Edificación Irregular. Análisis Estático. Dirección Y .....	275
4.4.2.4.4. Edificación Irregular. Análisis Dinámico. Dirección Y .....	276
4.5. Discusión de resultados .....	277
<b>CAPÍTULO V. Conclusiones y Recomendaciones .....</b>	<b>284</b>
5.1. Conclusiones .....	284
5.2. Recomendaciones.....	287
▪ Líneas Futuras de Investigación .....	288
<b>Referencias .....</b>	<b>289</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>299</b>
Anexo A: Información geotécnica de las propiedades representativas, obtenida de: <i>“Apéndice B Características Geotécnicas del Distrito La Molina”</i> , realizado por el CISMID (2010); e información del punto de sondaje referencial (MASW 13), obtenida de: <i>“Informe Microzonificación Sísmica en el Distrito de La Molina”</i> , realizado por el CISMID (2010).....	300
Anexo B: Mapas. Mapa de Microzonificación Sísmica, obtenido de: <i>“Informe Microzonificación Sísmica en el distrito de La Molina”</i> , realizado por el CISMID (2010); y Mapa de Tipo de Suelo a 1 metro de profundidad, obtenido de: <i>“Apéndice B Características Geotécnicas del Distrito de La Molina”</i> , realizado por el CISMID (2010) .....	303
Anexo C: Detalle de Metrado de Cargas aplicadas a columnas de edificación regular. Fuente: Elaboración Propia .....	306

Anexo D: Cálculo de la Capacidad de Carga Admisible del Suelo, según Terzaghi y según Meyerhof.. Fuente: Elaboración Propia, siguiendo lo expuesto por Braja Dass (2001) en: <i>"Principios de Ingeniería de Cimentaciones"</i> . Características y Datos geotécnicos obtenidos de: <i>"Informe Microzonificación Sísmica en el distrito de La Molina"</i> , realizado por el CISMID (2010); <i>"Apéndice B Características Geotécnicas del Distrito de La Molina"</i> , realizado por el CISMID (2010); Villarreal (2009) en: <i>"Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas"</i> .....	317
Anexo E: Dimensionamiento de zapatas. Fuente: Elaboración Propia, siguiendo lo expuesto por Roberto Morales (2005) en: <i>"Cimentaciones"</i> .....	321
➤ Predimensionamiento de zapatas de Edificación A.....	322
➤ Predimensionamiento de zapatas de Edificación B .....	337
Anexo F: Verificación de irregularidades. Fuente: E.030 (2018) del RNE; Elaboración Propia, siguiendo lo señalado por la E.030 (2018) del RNE.....	352
➤ Tabla 8 y Tabla 9 de la Norma Técnica E.030 (2018) Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones, pertenecientes a Irregularidades en Altura e Irregularidades en Planta... ..	353
➤ Verificación de Irregularidades en Altura e Irregularidades en Planta de Edificación A y Edificación B.....	356
Anexo G: Escalamiento de Fuerza Cortante Mínima para Análisis Dinámico según los casos de estudio. Fuente: Elaboración Propia siguiendo lo señalado por la E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones .....	385

➤ Artículo 29.4 de la E.030 (2018) del Reglamento Nacional de Edificaciones. Fuerza Cortante Mínima. ....	386
➤ Verificación de Fuerza Cortante Mínima y Escalamiento en Edificación A y Edificación B, con y sin ISE.....	386

## Índice de Figuras

Figura 1. Mapa de suelos de Lima. Fuente: CISMID (2012). .....	63
Figura 2. Zonificación del distrito de La Molina. Fuente: CISMID (2010). .....	66
Figura 3. Factores de capacidad de carga para la ecuación de carga de Terzaghi. Fuente: Braja Dass (2001). .....	70
Figura 4. Factores de capacidad de carga para la ecuación de Meyerhof. Fuente: Braja Dass (2001). .....	72
Figura 5. Elevación de zapata (representación). Fuente: Morales (2005) .....	75
Figura 6. Dimensiones en planta de zapata (representación). Fuente: Morales (2005) .....	76
Figura 7. Representación del área de punzonamiento (m x n) en zapata. Fuente: Morales (2005). .....	76
Figura 8. Peraltes mínimos de losa. Fuente: E.060 (2018). .....	81
Figura 9. Ejemplo y partes de escalera. Fuente: San Bartolomé (1998). .....	83
Figura 10. Mapa del Perú para el factor de Zonificación sísmica Z. Fuente: E.030 (2018). ....	84
Figura 11. Clasificación de los Perfiles de Suelo. Fuente: E.030 (2018). .....	84
Figura 12. Factor de Suelo. Fuente: E.030 (2018). .....	85
Figura 13. Factor de Uso e Importancia en Edificaciones. Fuente: E.030 (2018). .....	85
Figura 14. Factor de Reducción. Fuente: E.030 (2018). .....	86
Figura 15. Periodos "Tp" y "Tl". Fuente: E.030 (2018). .....	87
Figura 16. Representación de fuerzas laterales, desplazamientos laterales y derivas. Fuente: Romero (2014). .....	91
Figura 17. Límites para la distorsión de entrepiso. Fuente: E.030 (2018). .....	91
Figura 18. Aspectos considerados para una buena configuración estructural. Fuente: Janampa (2016). .....	92

Figura 19. Representación de edificación regular y edificación con piso blando. Fuente: Miranda (2005). .....	93
Figura 20. Edificación con primer piso blando. Fuente: San Bartolomé (2010). .....	95
Figura 21. Causas generadoras de piso blando. Fuente: Granizo (2013).....	96
Figura 22. Daños severos en edificación con piso blando. Fuente: San Bartolomé (2010). ...	97
Figura 23. Daños severos en edificación con piso blando. Fuente: Páez, Zavala y Rodríguez (2017). .....	98
Figura 24. Comportamiento de edificación con piso blando. Fuente: San Bartolomé (2010).	99
Figura 25. Efecto producido en edificación con piso blando. Fuente: Páez, Zavala y Rodríguez (2017). .....	100
Figura 26. Posible comportamiento de una edificación con piso blando. Fuente: Páez, Zavala y Rodríguez (2017). .....	100
Figura 27. Edificaciones de diferentes alturas con primer piso blando. Fuente: Miranda (2005). .....	102
Figura 28. Edificaciones con piso blando en diferentes niveles. Fuente: Miranda (2005). ...	102
Figura 29. Propuesta arquitectónica para solucionar el problema de piso blando en estacionamientos. Fuente: Jean y Cesín (2013). .....	103
Figura 30. Reforzamiento de piso blando mediante cruces de San Andrés. Fuente: Guevara (2012). .....	104
Figura 31. Propuestas para contrarrestar efectos de piso blando. Fuente: Granizo (2013). ..	105
Figura 32. Esquemas de cálculo de las condiciones de fijación de estructura tipo péndulo invertido. a). Esquema tradicional. b). Esquema considerando la flexibilidad de la base de fundación. Fuente: Villarreal (2009). .....	110
Figura 33. Esquema espacial de cálculo de cimentación tipo zapata aislada considerando la interacción del suelo. Fuente: Villarreal (2009). .....	111

Figura 34. Tipos de suelo en el distrito de La Molina. Fuente: CISMID (2010).....	131
Figura 35. Edificación irregular en estudio. Fuente: Elaboración propia. ....	132
Figura 36. Flujograma de actividades para la presente investigación. Fuente: Elaboración propia. ....	133
Figura 37. Planta de techo de las edificaciones en estudio. Fuente: Elaboración propia. ....	136
Figura 38. Idealización de la elevación en X y Y de Estructura Regular: Edificación A. Fuente: Elaboración propia. ....	137
Figura 39. Idealización de la elevación en X y Y de Estructura Irregular: Edificación B. Fuente: Elaboración propia. ....	137
Figura 40. Señalización de áreas tributarias de las edificaciones en estudio. Planta típica. Fuente: Elaboración propia. ....	140
Figura 41. Señalización de longitudes y dirección de losa. Vista de losa de techo último. Fuente: Elaboración propia. ....	142
Figura 42. Definición de espacios de edificación. Fuente: Elaboración propia.....	151
Figura 43. Modelado de edificación, composición. Fuente: Elaboración propia. ....	152
Figura 44. Definición de Material Concreto y Material Acero. Fuente: Elaboración propia.	152
Figura 45. Distribución inicial de acero en columna. Fuente: Elaboración propia.....	153
Figura 46. Creación de columnas en ETABS. Fuente: Elaboración propia.....	153
Figura 47. Asignación de acero en columnas. Fuente: Elaboración propia. ....	154
Figura 48. Creación de viga principal en ETABS. Fuente: Elaboración propia.....	154
Figura 49. Creación de viga secundaria en ETABS. Fuente: Elaboración propia. ....	155
Figura 50. Creación de losa en ETABS. Fuente: Elaboración propia. ....	155
Figura 51. Distribución de elementos en losa. Fuente: Aquino y Rodríguez (2015).....	156
Figura 52. Asignación de Carga Muerta (Peso de ladrillo) en ETABS. Fuente: Elaboración propia. ....	157



Figura 53. Asignación de Carga Muerta (Acabados y Tabiquería) en ETABS. Fuente: Elaboración propia. ....	157
Figura 54. Asignación de Carga Viva (Planta típica) en ETABS. Fuente: Elaboración propia. ....	158
Figura 55. Asignación de Carga Viva (Techo) en ETABS. Fuente: Elaboración propia. ....	158
Figura 56. Asignación de Carga Muerta para escalera en ETABS (edificación regular). Fuente: Elaboración propia. ....	159
Figura 57. Visualización de la Edificación A (regular). Fuente: Elaboración propia.....	159
Figura 58. Visualización de la Edificación B (irregular). Fuente: Elaboración propia. ....	160
Figura 59. Visualización de la Edificación B (irregular), elementos en 3D. Fuente: Elaboración propia. ....	160
Figura 60. Ubicaciones de Lima con Factor $Z = 4$ . Fuente: E.030 (2018). ....	162
Figura 61. Definición de sismo estático en X. Fuente: Elaboración propia. ....	165
Figura 62. Definición del sismo estático en Y. Fuente: Elaboración propia. ....	165
Figura 63. Definición del espectro de respuesta para Análisis Dinámico. Vista de edificación regular. Fuente: Elaboración propia.....	166
Figura 64. Distribución de tipos de zapata. Fuente: Elaboración propia. ....	170
Figura 65. Elevación de una zapata aislada. Fuente: Elaboración propia.....	171
Figura 66. Dimensiones en planta por calcular en una zapata aislada. Fuente: Roberto Morales (2005).....	172
Figura 67. Dimensiones de zapatas de esquina. Fuente: Elaboración propia. ....	175
Figura 68. Dimensiones de zapatas centrales exteriores. Fuente: Elaboración propia. ....	175
Figura 69. Dimensiones de zapatas centrales. Fuente: Elaboración propia. ....	175
Figura 70. Distribución de zapatas según peso y simetría, edificación regular e irregular. Fuente: Elaboración propia. ....	178

Figura 71. Valores de Co. Fuente: Villarreal (2009). .....	183
Figura 72. Liberación de apoyos en las bases de las columnas. Fuente: Elaboración propia. .....	190
Figura 73. Dibujo de puntos para colocación de zapatas. Fuente: Elaboración propia. ....	190
Figura 74. Dibujo de zapatas. Fuente: Elaboración propia. ....	191
Figura 75. Zapatas en la base de edificación regular. Fuente: Elaboración propia. ....	191
Figura 76. Zapatas en la base de edificación irregular. Fuente: Elaboración propia. ....	192
Figura 77. Asignación de Masas Rotacionales y Masas Traslacionales. Fuente: Elaboración propia. ....	192
Figura 78. Vista de Masas Rotacionales y Masas Traslacionales en edificación regular. Fuente: Elaboración propia. ....	193
Figura 79. Discretización de zapatas para posterior colocación de Rigideces de Suelo. Fuente: Elaboración propia. ....	193
Figura 80. Colocación de Rigideces de Suelo en zapatas de edificación regular. Fuente: Elaboración propia. ....	194
Figura 81. Rigideces de Suelo, Masas Rotacionales y Masas Traslacionales, aplicadas a las zapatas de la edificación regular. Fuente: Elaboración propia. ....	194
Figura 82. Colocación de Rigideces de Suelo en zapatas de edificación irregular. Fuente: Elaboración propia. ....	195
Figura 83. Rigideces de Suelo, Masas Rotacionales y Masas Traslacionales, aplicadas a las zapatas de edificación irregular. Fuente: Elaboración propia. ....	195
Figura 84. Gráfica comparativa de desplazamientos relativos en el centro de masas de la edificación regular e irregular, con y sin ISE en análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	219

Figura 85. Gráfica de comparación de desplazamientos relativos en el centro de masas de la edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	220
Figura 86. Gráfica de comparación de desplazamientos relativos en el centro de masa de la edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	222
Figura 87. Gráfica de comparación de desplazamientos relativos en el centro de masa de la edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	223
Figura 88. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.....	226
Figura 89. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	227
Figura 90. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación regular con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.....	229
Figura 91. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	230
Figura 92. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.....	231
Figura 93. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	233
Figura 94. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	234
Figura 95. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	235

Figura 96. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	236
Figura 97. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	238
Figura 98. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación regular e irregular, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	240
Figura 99. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	241
Figura 100. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 5 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	253
Figura 101. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 5 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	254
Figura 102. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 5 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	254
Figura 103. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 5 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	255
Figura 104. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 10 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	256
Figura 105. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 10 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	257
Figura 106. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 10 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	257
Figura 107. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 10 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	258

Figura 108. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 24 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	259
Figura 109. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 24 de edificación regular, con y sin ISE, Análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	260
Figura 110. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 24 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	260
Figura 111. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 24 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en Y. Fuente: Elaboración propia. ....	261
Figura 112. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga B-C, Eje 4 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático, en dirección X. Fuente: Elaboración propia.....	262
Figura 113. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga B-C, Eje 4 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	263
Figura 114. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga B-C, Eje 4 de edificación irregular con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.....	264
Figura 115. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga B-C, Eje 4 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	265
Figura 116. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga C-D, Eje 6 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.....	266
Figura 117. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga C-D, Eje 6 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	267
Figura 118. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga C-D, Eje 6 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.....	268
Figura 119. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga C-D, Eje 6 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	269

Figura 120. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga 5-6, Eje D de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	270
Figura 121. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga 5-6, Eje D de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	271
Figura 122. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga 5-6, Eje D de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	272
Figura 123. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga 5-6, Eje D de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	273
Figura 124. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga 2-3, Eje B de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	274
Figura 125. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga 2-3, Eje B de edificación regular con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	275
Figura 126. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga 2-3, Eje B de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	276
Figura 127. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga B-C, Eje 4 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	277

## Índice de Tablas

Tabla 1. Valores para predimensionamiento de columnas. Fuente: Morales (2013).....	80
Tabla 2. Valores de Co. Fuente: Villarreal (2009).....	115
Tabla 3. Operacionalización de variables. Fuente: Elaboración propia.....	135
Tabla 4. Cuadro de áreas tributarias. Fuente: Elaboración propia. ....	141
Tabla 5. Condición de predimensionamiento de viga. Elaboración propia. ....	143
Tabla 6. Peraltes de vigas. Fuente: Elaboración propia .....	143
Tabla 7. Dimensiones de vigas. Fuente: Elaboración propia.....	143
Tabla 8. Predimensionamiento de columnas de esquina. Edificación regular. Fuente: Elaboración propia. ....	147
Tabla 9. Predimensionamiento de columnas centrales exteriores. Edificación regular. Fuente: Elaboración propia. ....	148
Tabla 10. Predimensionamiento de columnas centrales. Edificación regular. Fuente: Elaboración propia. ....	148
Tabla 11. Predimensionamiento de columnas de esquina. Edificación irregular. Fuente: Elaboración propia. ....	150
Tabla 12. Predimensionamiento de columnas centrales exteriores. Edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.....	150
Tabla 13. Predimensionamiento de columnas centrales. Edificación irregular. Fuente: Elaboración propia. ....	151
Tabla 14. Dimensiones de zapatas. Fuente: Elaboración propia. ....	176
Tabla 15. Masas traslacionales de zapata de edificación regular e irregular. Fuente: Elaboración propia. ....	177
Tabla 16. Masas rotacionales para los tipos de zapata de edificación regular e irregular. Fuente: Elaboración propia. ....	177



Tabla 17. Pesos tributarios (CM y CV) para cada zapata provenientes de columnas, edificación regular. Fuente: Elaboración propia.....	179
Tabla 18. Peso tributario resultante de la suma de CM y CV para cada zapata de edificación regular. Fuente: Elaboración propia.....	180
Tabla 19. Peso propio de cada zapata de edificación regular. Fuente: Elaboración propia...	180
Tabla 20. Presión Estática por zapata. edificación regular. Fuente: Elaboración propia.....	181
Tabla 21. Área e Inercia de cada zapata de edificación regular. Fuente: Elaboración propia. .....	182
Tabla 22. Coeficientes de rigidez del suelo de edificación regular. Fuente: Elaboración propia. .....	184
Tabla 23. Rigideces de suelo de edificación regular. Fuente: Elaboración propia. ....	185
Tabla 24. Pesos tributarios (CM y CV) por zapata, edificación irregular. Fuente: Elaboración propia. ....	185
Tabla 25. Peso tributario resultante de la suma de CM y CV de cada zapata de edificación irregular. Fuente: Elaboración propia. ....	186
Tabla 26. Peso propio de cada zapata de edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.	187
Tabla 27. Presión estática por zapata, edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.....	186
Tabla 28. Área e Inercia de cada zapata de edificación irregular. Fuente: Elaboración propia. .....	186
Tabla 29. Propiedades de zapatas de edificación irregular. Fuente: Elaboración propia. ....	188
Tabla 30. Coeficientes de rigidez del suelo de edificación irregular. Fuente: Elaboración propia. .....	189
Tabla 31. Rigideces de suelo de edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.....	189
Tabla 32. Fuerza cortante por nivel de Edificación A, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	196

Tabla 33. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación A, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	197
Tabla 34. Verificación de piso blando en Edificación A, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	197
Tabla 35. Fuerza cortante por nivel de Edificación A, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	198
Tabla 36. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación A, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	198
Tabla 37. Verificación de piso blando en Edificación A, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	198
Tabla 38. Fuerza cortante por nivel de Edificación A, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	199
Tabla 39. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación A, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	199
Tabla 40. Verificación de piso blando en Edificación A, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	200
Tabla 41. Fuerza cortante por nivel de Edificación A, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	200
Tabla 42. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación A, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	201
Tabla 43. Verificación de piso blando en Edificación A, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	201
Tabla 44. Fuerza cortante por nivel de Edificación A con ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	202

Tabla 45. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación A con ISE, análisis estático, dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	202
Tabla 46. Verificación de piso blando en Edificación A con ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	202
Tabla 47. Fuerza cortante por nivel de Edificación A con ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	203
Tabla 48. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación A con ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	203
Tabla 49. Verificación de piso blando en Edificación A con ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	204
Tabla 50. Fuerza cortante por nivel de Edificación A con ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	204
Tabla 51. Desplazamiento relativos en el centro de masas de Edificación A con ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.....	205
Tabla 52. Verificación de piso blando en Edificación A con ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	204
Tabla 53. Fuerza cortante por nivel de Edificación A con ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	206
Tabla 54. Desplazamientos respecto al centro de masas de Edificación A con ISE, análisis dinámico, dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	206
Tabla 55. Verificación de piso blando en Edificación A con ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	206
Tabla 56. Fuerza cortante por nivel de Edificación B, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	207

Tabla 57. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación B, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	207
Tabla 58. Verificación de piso blando en Edificación B, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	208
Tabla 59. Fuerza cortante por nivel de Edificación B, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	208
Tabla 60. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación B, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	209
Tabla 61. Verificación de piso blando en Edificación B, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	209
Tabla 62. Fuerza cortante por nivel de Edificación B, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	210
Tabla 63. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación B, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	210
Tabla 64. Verificación de piso blando en Edificación B, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	211
Tabla 65. Fuerza cortante por nivel de Edificación B, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	211
Tabla 66. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación B, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	212
Tabla 67. Verificación de piso blando en Edificación B, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	212
Tabla 68. Fuerza cortante por nivel de Edificación B con ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	213

Tabla 69. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación B con ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	213
Tabla 70. Verificación de piso blando en Edificación B con ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	214
Tabla 71. Fuerza cortante por nivel de Edificación B con ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	214
Tabla 72. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación B con ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	215
Tabla 73. Verificación de piso blando en Edificación B con ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	215
Tabla 74. Fuerza cortante por nivel de Edificación B con ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	216
Tabla 75. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación B con ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.....	216
Tabla 76. Verificación de piso blando en Edificación B con ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	217
Tabla 77. Fuerza cortante por nivel de Edificación B con ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	217
Tabla 78. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación B con ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	218
Tabla 79. Verificación de piso blando en Edificación B con ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	218
Tabla 80. Desplazamientos relativos en el centro de masas de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.....	219

Tabla 81. Desplazamientos relativos en el centro de masas de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	220
Tabla 82. Desplazamientos relativos en el centro de masas de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	221
Tabla 83. Desplazamientos relativos en el centro de masas de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	223
Tabla 84. Desplazamientos laterales de edificación regular con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	226
Tabla 85. Desplazamientos laterales de edificación regular con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	227
Tabla 86. Desplazamientos laterales de edificación regular con y sin ISE,, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	228
Tabla 87. Desplazamientos laterales de edificación regular con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	230
Tabla 88. Desplazamientos laterales de edificación irregular con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	231
Tabla 89. Desplazamientos laterales de edificación irregular con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	232
Tabla 90. Desplazamientos laterales de edificación irregular con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	234
Tabla 91. Desplazamientos laterales de edificación irregular con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	235
Tabla 92. Desplazamientos laterales de edificación regular e irregular, con y sin ISE análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	236

Tabla 93. Desplazamientos laterales de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	238
Tabla 94. Desplazamientos laterales de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.....	239
Tabla 95. Desplazamientos laterales de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	241
Tabla 96. Derivas en edificación regular, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	243
Tabla 97. Derivas en edificación regular, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	244
Tabla 98. Derivas en edificación regular, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	244
Tabla 99. Derivas en edificación regular, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	245
Tabla 100. Derivas en edificación irregular, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	245
Tabla 101. Derivas en edificación irregular, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	246
Tabla 102. Derivas en edificación irregular, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	246
Tabla 103. Derivas en edificación irregular, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	246
Tabla 104. Derivas en edificación regular con ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	247

Tabla 105. Derivas en edificación regular con ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	247
Tabla 106. Derivas en edificación regular con ISE análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	248
Tabla 107. Derivas en edificación regular con ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	248
Tabla 108. Derivas en edificación irregular con ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	249
Tabla 109. Derivas en edificación irregular con ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	249
Tabla 110. Derivas en edificación irregular con ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	250
Tabla 111. Derivas en edificación irregular con ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	250
Tabla 112. Fuerzas internas de Columna 5 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	253
Tabla 113. Fuerzas internas de Columna 5 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	253
Tabla 114. Fuerzas internas de Columna 5 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	254
Tabla 115. Fuerzas internas de Columna 5 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	255
Tabla 116. Fuerzas internas de Columna 10 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	256



Tabla 117. Fuerzas internas de Columna 10 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	256
Tabla 118. Fuerzas internas de Columna 10 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	257
Tabla 119. Fuerzas internas de Columna 10 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	258
Tabla 120. Fuerzas internas de Columna 24 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	259
Tabla 121. Fuerzas internas de Columna 24 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	259
Tabla 122. Fuerzas internas de Columna 24 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	260
Tabla 123. Fuerzas internas de Columna 24 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	261
Tabla 124. Fuerzas internas de Viga B-C, Eje 4 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	262
Tabla 125. Fuerzas internas de Viga B-C, Eje 4 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.....	263
Tabla 126. Fuerzas internas en Viga B-C, Eje 4 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	264
Tabla 127. Fuerzas internas en Viga B-C, Eje 4 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	265
Tabla 128. Fuerzas internas en Viga C-D, Eje 6 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	266

Tabla 129. Fuerzas internas en Viga C-D, Eje 6 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.....	267
Tabla 130. Fuerzas internas en Viga C-D, Eje 6 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia. ....	268
Tabla 131. Fuerzas internas en Viga C-D, Eje 6 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.....	269
Tabla 132. Fuerzas internas en Viga 5-6, Eje D de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	270
Tabla 133. Fuerzas internas en Viga 5-6, Eje D de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	271
Tabla 134. Fuerzas internas en Viga 5-6, Eje D de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	272
Tabla 135. Fuerzas internas en Viga 5-6, Eje D de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	273
Tabla 136. Fuerzas internas en Viga 2-3, Eje B de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia. ....	274
Tabla 137. Fuerzas internas en Viga 2-3, Eje B de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	274
Tabla 138. Fuerzas internas en Viga 2-3, Eje B de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	275
Tabla 139. Fuerzas internas en Viga 2-3, Eje B de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	276

## **Simbología**

kg:	Kilogramo
kgf:	Kilogramo fuerza
tn:	Tonelada
MPa:	Megapascal
mm:	Milímetros
cm:	Centímetros
m:	Metro
P:	Carga total, ya sea de la edificación o en una columna
PG:	Peso total de gravedad que recibe la columna
CM:	Carga Muerta
CV:	Carga Viva, Sobrecarga ó S/C
n:	Valor empírico que depende el tipo de columna
$f'_c$ :	Resistencia del concreto a la compresión simple
b y d:	Dimensiones de columna
t:	Espesor de garganta de escalera
$\gamma_c$ :	Peso específico del concreto y/o concreto armado
Z:	Factor de zona
U:	Factor de uso e importancia

S:	Factor del suelo
C:	Coeficiente sísmico
R:	Factor de reducción sísmica que depende del sistema estructural y material predominante
hn:	Altura total del edificio
Tp:	Periodo que define la plataforma del factor C
Tl:	Periodo de que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante
Ct:	Coeficiente para estimar el periodo fundamental de la estructura
Vs:	Velocidad promedio de propagación de la onda de corte
V:	Cortante Basal, fuerzas cortantes
Sa:	Pseudo aceleración de la estructura para el análisis dinámico
g:	Aceleración de la gravedad
ki:	Rigidez de entrepiso respecto al centro de masa
$\gamma$ :	Peso específico de un material, será usado de manera específica para el suelo
Pd:	Peso tributario correspondiente a la carga muerta para zapatas
Pl:	Peso tributario correspondiente a la carga viva para zapatas
n.t.n:	Nivel de piso terminado
C:	Cohesión del suelo
Df:	Profundidad de cimentación

$H_z$ :	Altura propuesta de zapata
$N_c, N_q, N_\gamma$ :	Factores de carga
$F_{cs}F_{qs}F_{\gamma s}$ :	Factores de forma
$F_{cd}F_{qd}F_{\gamma d}$ :	Factores de profundidad
$F_{ci}F_{qi}F_{\gamma i}$ :	Factores de inclinación
$V_u$ :	Cortante por punzonamiento
$\phi$ :	Factor de reducción para diseño
$q_u$ :	Capacidad de carga última
$q_{adm}$ :	Capacidad de carga admisible
$q$ :	Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de cimentación
$FS$ :	Factor de seguridad
$\sigma_n$ :	Esfuerzo neto del terreno o capacidad portante
$e$ :	Excentricidad
$A$ :	Área del elemento
$B$ :	Ancho inicial propuesto de cimentación
$lv_1$ :	Longitud de la zapata libre de columna, según predimensionamiento
$lv_2$ :	Longitud de la zapata libre de columna, según predimensionamiento
$T$ :	Dimensión mayor de la zapata según predimensionamiento
$S$ :	Dimensión menor de la zapata según predimensionamiento
$m, n$ :	Dimensiones de la zapata que forman la sección que resiste al punzonamiento

$a, b, c:$	Dimensiones de zapata
$E_0:$	Módulo de Elasticidad
$\mu:$	Coeficiente de Poisson
$K_z :$	Coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme
$K_x, K_y:$	Coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme
$K_{\varphi x}, K_{\varphi y} :$	Coeficientes de rigidez de compresión no uniforme
$K_{\varphi z}:$	Coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme
$C_z, C_{\varphi}:$	Coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme
$C_x :$	Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme
$I:$	Momento de inercia de la base de cimentación respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración
$\chi_z, \chi_x, \chi_{\varphi}:$	Coeficientes dependientes de la relación de las dimensiones de la base de la cimentación
$D_0:$	Coeficiente empírico
$C_0:$	Coeficiente empírico relacionado al coeficiente de balasto
$\rho:$	Presión estática
$\Delta:$	Coeficiente empírico
CAPECO:	Cámara Peruana de la Construcción
CISMID:	Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres

CTE:	Código Técnico de Edificación
E.020:	Norma Técnica Cargas, del Reglamento Nacional de Edificaciones
E.030:	Norma Técnica Diseño Sismorresistente, del Reglamento Nacional de Edificaciones
E.050:	Norma Técnica Suelos y Cimentaciones, del Reglamento Nacional de Edificaciones
E.060:	Norma Técnica Concreto Armado, del Reglamento Nacional de Edificaciones
ETABS:	Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems
FEMA:	Federal Emergency Management Agency
IGP:	Instituto Geofísico del Perú
ISE:	Interacción suelo-estructura, interacción dinámica suelo-estructura o interacción sísmica suelo- estructura.
MASW:	Ensayo Multichannel Analysis of Surface Waves
NTC:	Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto
RNE:	Reglamento Nacional de Edificaciones
SMIE:	Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural
SNIP II-7-81:	Código Sísmico Ruso
UABC:	Universidad Autónoma de Baja California

## Resumen

La irregularidad de piso blando es un tema de gran importancia en el ámbito estructural, también lo es la interacción suelo-estructura y las características del suelo de cimentación; lo cual varía la respuesta sísmica de las estructuras. El objetivo de la presente tesis es determinar en valores cuantitativos, la influencia que genera la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de una edificación con irregularidad de piso blando en primer nivel, cimentada en un suelo de tipo grava. La respuesta sísmica se mide de acuerdo a los desplazamientos laterales y fuerzas internas en elementos estructurales (mediante las cuales se generan los esfuerzos).

Se analizan dos edificaciones con fines de comparación, una regular y una irregular; ambas tienen cinco niveles y se diferencian en que la altura del primer piso de la edificación irregular es 50 % más que en la regular. Las edificaciones son cimentadas en un suelo medianamente rígido (conformado por grava). Se aplica el modelo dinámico de interacción suelo-estructura de D.D. Barkan - O.A. Savinov, el cual calcula rigideces de suelo asignadas a la cimentación (zapatas aisladas); es aplicado al análisis estático y dinámico. Se analiza las edificaciones con y sin interacción suelo-estructura. Se utiliza propiedades del suelo de la Zona I del distrito de La Molina, según su microzonificación sísmica elaborada por el CISMID.

Los resultados de los diferentes casos analizados muestran un incremento considerable en desplazamientos laterales, en especial en el primer entrepiso. Las fuerzas internas mayores obtuvieron una disminución considerable en columnas y baja en vigas. Se cumple que la suma de desplazamientos producidos por la interacción suelo-estructura y por la irregularidad de piso blando, analizados en separado, en primer nivel, son cercanos al analizarlos simultáneamente.

**Palabras Clave:** Interacción suelo-estructura, piso blando, desplazamientos laterales, esfuerzos internos, suelo tipo grava.



## **Abstract**

The soft floor irregularity is an issue of great importance in the structural field, so is the soil-structure interaction and the characteristics of the foundation soil; which varies the seismic response of the structures. The objective of this thesis is to determine in quantitative values, the influence generated by the soil-structure interaction in the seismic response of a building with a soft floor irregularity in first level, founded on a gravel-type soil. The seismic response is measured according to the lateral displacements and internal forces in structural elements (through which efforts are generate).

Two buildings are analyzed for comparison purposes, one regular and one irregular; both have five levels and differ in that the height of the first floor of the irregular building is 50 % more than in the regular one. The buildings are founded on a fairly rigid soil (made up of gravel). The dynamic model of soil-structure interaction of D.D. Barkan - O.A. Savinov, who calculates soil stiffnesses assigned to the foundation (isolated footings); It is applied to static and dynamic analysis. Buildings with and without soil-structure interaction are analyzed. Soil properties from Zone I of the La Molina district are used, according to their seismic microzoning prepared by CISMID.

The results of the different cases analyzed show a considerable increase in lateral displacements, especially in the first mezzanine. The higher internal forces obtained a considerable decrease in columns and lesser in beams. It is true that the sum of displacements produced by the soil-structure interaction and by the irregularity of the soft floor, analyzed separately, in the first level, are close when analyzed simultaneously.

**Keywords:** Soil structure interaction, soft soil, lateral displacement, internal forces, gravel-type soil.

## **CAPÍTULO I. El Problema**

### **1.1. Descripción de la realidad problemática**

La sismicidad en el Perú es un tema relevante, que toma mayor importancia al saber que gran parte de las estructuras pertenecientes son realizadas mediante la construcción informal, pudiendo no considerar efectos generados por irregularidades; causando que los estándares de calidad no lleguen a cumplirse en su totalidad, y teniendo estructuras altamente vulnerables ante un sismo (CAPECO, 2018, p. 28). El riesgo aumenta, al ser Perú un país altamente vulnerable a movimientos sísmicos (Alva, Huamán & Ohtsuki, 1994). El crecimiento y migración poblacional en Perú va en aumento, y por ende, la urbanización de igual forma (Núñez & Vásquez, 2009). El aumento de edificaciones es notable, siendo el rubro de la construcción un sector en alza (CAPECO, 2019).

En sismos ocurridos en Perú y en el mundo, se ha observado que la irregularidad en altura denominada piso blando representa una gran amenaza de colapso en edificaciones (Janampa, 2016). Los colapsos de diferentes estructuras en múltiples países convierten esta irregularidad en un tema de estudio; la cual en ocasiones en la práctica (proyectos reales) ha sido y es poco o nada considerada. La irregularidad de piso blando genera daños severos e incluso colapsos de edificaciones; causando pérdidas humanas y económicas, contrario a lo que sostiene la filosofía sismorresistente.

La respuesta sísmica de estructuras es afectada por los siguientes tres puntos: el suelo de fundación, la cimentación y la misma estructura (NTC, 2010); surge entonces el tema del efecto dinámico producido por interacción suelo-estructura. La interacción suelo-estructura consiste en hacer participar el suelo de fundación en el análisis y diseño de estructuras, aumenta su periodo y amortiguamiento, teniendo influencia en los esfuerzos de la edificación (Barbat A. H., 2012).

Actualmente, en Perú, la interacción suelo-estructura no forma parte del análisis sísmico normativo en edificaciones; sin embargo, existen estudios al respecto. Considerar la interacción suelo-estructura podría resultar favorable en edificaciones, obteniendo así resultados más próximos a la realidad de la respuesta sísmica, de tal manera que nos pueda otorgar una mayor predicción de efectos globales en la estructura y permitirnos plantear mejores soluciones ante amenazas.

## **1.2. Formulación del Problema**

### **1.2.1. *Problema general***

P. G.: ¿En qué medida la interacción dinámica suelo-estructura influye en la respuesta sísmica de una edificación de concreto armado con irregularidad de piso blando en primer nivel en un suelo de tipo grava?

### **1.2.2. *Problemas específicos***

P.E.1: ¿En qué medida la interacción dinámica suelo-estructura influye en los desplazamientos laterales de una edificación de concreto armado con irregularidad de piso blando en primer nivel en un suelo de tipo grava?

P.E.2: ¿En qué medida la interacción dinámica suelo-estructura influye en las fuerzas internas de una edificación de concreto armado con irregularidad de piso blando en primer nivel en un suelo de tipo grava?

P.E.3: ¿En qué medida un contraste notable de rigidez entre el suelo y la estructura influye en la respuesta sísmica de una edificación de concreto armado con irregularidad de piso blando en primer nivel en un suelo de tipo grava?

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. *Objetivo general***

O.G.: Determinar la influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en la respuesta sísmica de una edificación de concreto armado con irregularidad de piso blando en primer nivel en un suelo de tipo grava.

#### **1.3.2. *Objetivos específicos***

O.E.1: Determinar la influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en los desplazamientos laterales de una edificación de concreto armado con irregularidad de piso blando en primer nivel en un suelo de tipo grava.

O.E.2: Determinar la influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en las fuerzas internas de una edificación de concreto armado con irregularidad de piso blando en primer nivel en un suelo de tipo grava

O.E.3: Determinar la influencia de un contraste notable de rigidez entre el suelo y la estructura en la respuesta sísmica de una edificación de concreto armado con irregularidad de piso blando en primer nivel en un suelo de tipo grava.

### **1.4. Justificación de la investigación**

La interacción suelo-estructura es un tema de investigación que viene tomando importancia en mayor magnitud en los últimos años, el tema puede requerir de procesos complejos o metodologías de complejidad, esto de acuerdo al grado o al propósito de la investigación. Actualmente existe gran cantidad de estudios sobre interacción suelo estructura; sin embargo, el número de estudios relacionados solo a la interrelación del efecto dinámico suelo-estructura y el efecto que produce una edificación con piso blando son reducidos.

Investigaciones peruanas y extranjeras han dado a conocer que la interacción suelo-estructura es importante, ya que su aplicación ofrece resultados posiblemente favorables en las obras civiles, modificando los valores obtenidos en los resultados de la respuesta estructural. La presente investigación se justifica por la importancia de obtener un estudio de referencia en el campo de la ingeniería estructural, realizando el análisis de la estructura con piso blando cimentada en suelo relativamente rígido, y su comportamiento ante los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura; siendo relevante para un mejor diseño sísmico.

Es por lo mencionado en párrafos anteriores, se realiza el análisis correspondiente para obtener la respuesta sísmica de una edificación hipotética con irregularidad de piso blando y su interacción dinámica suelo-estructura y se compara con diferentes casos relacionados, esto con el fin de determinar la influencia de los efectos y resaltar la importancia de éstos.

El estudio de la respuesta sísmica con ISE, apunta a los desplazamientos laterales, lo cual, de incrementarse los estudios sobre el tema, sería importante su consideración en futuros análisis estructurales a fin de prevenir y solucionar el problema de piso blando en edificaciones. La respuesta estructural también refiere a fuerzas internas en elementos estructurales, siendo esto de fundamental importancia en el diseño estructural. Por ende, el estudio permite profundizar y comprender la irregularidad en mención y el efecto dinámico suelo-estructura.

### **1.5. Justificación de la muestra**

El hecho de realizar el presente estudio con una muestra hipotética es justificado debido a que la investigación tiene como enfoque comprender la importancia de la suma de la irregularidad de piso blando y la interacción dinámica suelo-estructura, a fin de obtener un estudio de referencia útil ante la presencia de un posible caso real. Lo que debe rescatarse del estudio es la importancia que tiene aplicar un modelo dinámico en una edificación con piso blando y que realizar un análisis sísmico correcto ayudaría a controlar efectos negativos; de tal

manera que, algún proyectista en base a este estudio, obtenga una mejor predicción del desempeño de estructuras con las características en estudio, realice una mejor concepción estructural y el tema pueda ser abordado en líneas de investigación futuras.

Lo que el presente estudio requiere es de ciertas características en una muestra, este no intenta evaluar la calidad estructural de una edificación existente. El estudio no tiene como objetivo cuantificar los efectos en una estructura ya construida, no busca un enfoque exclusivo, sino un enfoque global; para de esta manera, conseguir una mayor comprensión del problema y en base al estudio podrían surgir nuevas propuestas relacionadas al campo estructural, dando a la interacción suelo-estructura un realce en el análisis sísmico estructural.

Por lo mencionado anteriormente, se supone un modelo sencillo, que cumpla con irregularidad de piso blando en primer nivel; por lo tanto, se le consideró una gran altura para cumplir ese propósito. Se supone además el mismo modelo, pero sin la irregularidad de piso blando, con el fin de resaltar la importancia en la respuesta sísmica que tienen ambos y notar que en el caso irregular la interacción suelo-estructura es de gran importancia; siendo así, no es posible considerar un modelo real, sino que tal y como otras investigaciones en distintas tesis referentes, se propone modelos hipotéticos. Las edificaciones analizadas son de cinco niveles, se utiliza esta cantidad de niveles para la aplicación del modelo dinámico de D.D. Barkán-O.A.Savinov para zapatas aisladas; por tanto, este tipo de cimentación puede corresponder a una edificación de esa cantidad de niveles sobre un suelo semi rígido. Existe también un modelo de D.D. Barkán-O.A. Savinov para plateas de cimentación; sin embargo, este estudio va a utilizar las zapatas aisladas como tipo de cimentación y por tanto no se plantea una edificación muy alta. Respecto a las dimensiones que tienen la edificaciones, se optó por utilizar un área cerca a los 200 m<sup>2</sup>, siendo algo lógico para una edificaciones que tienen el primer piso designado a comercio y los demás pisos a departamentos (multifamiliar). Las columnas están lo suficientemente separadas para evitar superposición de zapatas; también se considera

espacios con lados mayores a 5 m, debido a que se asumen tiendas en el primer nivel, y es justamente debido al uso comercial en primer nivel, que se utiliza y justifica que se tenga alturas diferentes en las edificaciones propuestas. La edificación sin piso blando (regular), tiene en cada nivel una altura de 2.7 m y es denominada Edificación A; la edificación con piso blando tiene su primer nivel de 4.05 m y los demás de 2.7 m y es denominada Edificación B.

Cabe resaltar que ambas variables (interacción dinámica suelo-estructura y edificación con piso blando) se encuentran analizadas o comparadas con su contraparte, tal y como diferentes tesis estructurales lo realizan, es decir que para obtener un estudio en que se refleje los cambios, se estudia la muestra considerando y sin considerar la irregularidad de piso blando y/o la interacción suelo-estructura. Referente a la segunda característica, la cual es un suelo con buena rigidez, de igual modo que la característica de piso blando, el enfoque no está en calificar un lugar, zona, distrito, etc.; sino recae en la característica de rigidez. Tal como en investigaciones y tesis se asigna un lugar específico de aplicación, en este caso el lugar queda demarcado únicamente por la denominación "suelo tipo grava". Se optó por elegir un suelo de fundación representativo adecuado, como lo es el del distrito de La Molina en la Zona I según su Microzonificación Sísmica, según estudios elaborados por el CISMID, que son de libre acceso y serán debidamente citados; por el hecho de que este suelo es lo suficientemente rígido (compuesto en parte por material gravoso) como para tener resultados satisfactorios respecto a los objetivos planteados; sin embargo, así como pudo ser el suelo mencionado, también pudo ser otro tipo de suelo con propiedades similares. El estudio podría resultar útil para el distrito en mención, más no es éste parte del objetivo principal ni de los objetivos específicos. No existe la necesidad de que el investigador realice pruebas por su propia cuenta, esto debido a que de igual manera se buscaría suelos con propiedades similares, ya que el estudio no recae en la zona, sino en las propiedades. Se decidió no suponer propiedades del suelo a modo hipotético, sino utilizar un estudio real y válido ya realizado, con el fin de no caer en una suposición

exagerada o no coherente de propiedades de suelos rígidos. En caso se hubiera supuesto valores ficticios, era necesario basarse en algún estudio de suelo, por lo cual se consideró coherente y de mayor practicidad y veracidad utilizar un estudio ya realizado y no suponer valores. Por lo expuesto anteriormente, se justifica las características que posee la muestra en estudio.

### **1.6. Limitaciones de la investigación**

La interacción suelo-estructura tanto Perú como en gran número de países, no se encuentra enmarcado dentro de una normatividad, esto puede deberse a la cantidad de espectros de solución que puedan formularse; a la vez, los diversos modelos dinámicos pueden requerir mayor información específica y menos accesible en algunas situaciones. En el mundo, los estudios sobre interacción suelo-estructura son múltiples y de gran diversidad; en el ámbito peruano, los estudios de mayor referencia son los impartidos por el Dr. Genner Villarreal. El problema de piso blando si es un tema comprendido en la normativa peruana; sin embargo, algunos aspectos aún son tomados de forma muy general; se puede añadir que los análisis, elástico o inelástico, en este tipo de estructuras, pueden en cierta manera no dar resultados muy aproximados. La suma de los efectos producidos por la interacción suelo-estructura y por un piso blando es un tema estudiado en menor proporción. Entre las principales investigaciones del tema, se encuentran las realizadas por el Dr. Javier Avilés y el Dr. Roberto Fernández en México; por lo que una limitación es la poca referencia exclusiva en la temática de esta tesis.

Sobre otras limitaciones de la presente tesis, es que no compara resultados de diseño final, ya que se analiza resultados en primera instancia; además se basa sólo en un Factor R inicial, para analizar las edificaciones en iguales condiciones, por lo que los desplazamientos estudiados, son solo con fines de comparación y no son los que se utilizarían en un diseño final. La muestra del estudio abarca edificaciones hipotéticas en un suelo representativo; sería útil estudiar muestras distintas y/o reales, además de más modelos dinámicos de aplicación de ISE.



## CAPÍTULO II. Marco teórico

### 2.1. Antecedentes de la investigación

#### 2.1.1. Antecedentes internacionales

Todorovska, M.I. (1991) en su investigación titulada: *“Effects of the depth of the embedment on the system response during building-soil interaction”*, se enfoca básicamente en efectos de cimentación, para esto calculó un modelo analítico bidimensional en el cual el edificio se representa por un oscilador. Entre las conclusiones obtuvo que la profundidad de la cimentación afecta directamente a la vibración de la estructura, teniendo una edificación más rígida al tener una cimentación más profunda; sin embargo, se dan variantes ante edificios altos y ante diversos análisis.

Fernández, L. (2007) en su tesis titulada: *“Efectos de interacción dinámica suelo-estructura en edificios con primer piso blando”*, realizó un modelo matemático de interacción suelo-estructura para estimar desplazamientos en edificaciones con primer piso blando desplantadas (cimentadas) en suelos blandos. En su estudio utilizó tres modelos patrón de edificios (5, 10 y 15 niveles), los cuales por fines demostrativos y poco reales tenían una rigidez en su primer nivel de sólo 20 % con referencia a niveles superiores. Los tres modelos patrón mencionados anteriormente, también fueron analizados sin considerar una falta de rigidez en su primer nivel, teniendo de por sí 6 modelos estructurales. Los 6 modelos estructurales fueron analizados aplicando y no aplicando la interacción dinámica suelo-estructura, generando 12 combinaciones de estudio. Su trabajo está basado en un análisis elástico. Entre sus conclusiones obtenidas, afirma que los efectos de interacción dinámica suelo-estructura y el primer piso blando reducen la amplificación en los modos superiores de la estructura; sin embargo, aunque aparentemente pueda ser un gran beneficio a la estructura, la gran demanda de desplazamientos debido al periodo, con las que ésta contaría amenazarían el colapso de la misma.

Díaz, J. (2008) de la Universidad Nacional Autónoma de México en su tesis titulada: *"Criterios de aceptación para el diseño sísmico por desempeño y confiabilidad de edificios de concreto reforzado, con piso suave en planta baja, desplantados en suelos blandos de la ciudad de México"*, realizó su estudio en base a tres modelos de edificios (7,14 y 21 pisos). Su estudio demostró que las interacciones de los muros con los elementos estructurales confirman la formación de piso blando. La rigidez que representan los tabiques en pisos superiores al primero contribuye a que la confiabilidad de la edificación disminuya en sismos de intensidad. Se utiliza la interacción suelo-estructura para abrir campo a un estudio comparativo y de mayor confiabilidad.

Fernández-Sola L. & Avilés J. (2008) en su investigación titulada: *"Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda"*, realizaron su estudio para estimar la respuesta dinámica de estructuras con planta baja flexible desplantadas (cimentadas) sobre suelo blando, para el estudio, se tomaron propiedades pertenecientes al Valle de México. Mediante una modelación matemática del problema, estimaron diversos parámetros pertenecientes a la respuesta sísmica, comparándolos posteriormente mediante gráficas. Uno de los factores fundamentales de estudio es el periodo dominante del suelo, el cual dependerá de la zona de fundación de la estructura. Para este caso se tomó como suelo de fundación un terreno firme y un terreno blando. La muestra estuvo considerada por una estructura regular y una estructura irregular, ambas de 10 pisos.

Brito, M. (2013) en su tesis titulada: *"Solución con muros de corte para evitar el problema de piso blando, utilizando STAAD"*, con el objetivo de proponer muros de corte como mejor solución ante las grandes demandas de desplazamientos laterales que son causadas por cambios bruscos de rigidez en la edificación. Para ello, analizó un edificio compuesto por marcos de 4 niveles. Para la obtención de cifras menores en derivas, añadió estos muros a los costados de las columnas, mostrando así con sus resultados obtenidos que estas derivas

disminuyen notablemente en el primer nivel, por lo cual los muros en mención contrarrestan en gran medida el problema de piso blando.

Yang, H., Feng Y., Sinha, S., Wang H., & Jeremic, B. (2018) en su investigación titulada: "*Energy Dissipation in Soil Structure Interaction System*"; se centran en la disipación de la energía que se produce en el suelo con respecto a otro material. Se deja en claro que el sistema de interacción suelo-estructura se enlaza con el comportamiento inelástico que presentan los materiales implicados. El estudio busca evaluar la disipación de la energía, lo cual viene a ser un parámetro fundamental en la evaluación de los daños que se producen en una estructura, específicamente sobre materiales elasto-plásticos o materiales deformables, se basa en la respuesta energética que pueden tener los materiales, incluidos el hormigón y el acero. Se pudo obtener como una de sus principales conclusiones que el equilibrio energético puede garantizarse al considerar la energía cinética, la energía de disipación, energía de deformación, energía no plástica y energía disipada. Se observó que en materiales isotrópico endurecidos, la disipación de energía es nula. En el caso de columnas de hormigón armado, la disipación puede presentarse en diferentes partes del elemento, de acuerdo a las condiciones de carga.

### **2.1.2. Antecedentes nacionales**

Villarreal, G. (2009) en su obra titulada: "*Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas*"; con el objetivo de mostrar la influencia de la base de estructura, realizó el análisis dinámico del modelo de D.D. Barkán-O.A. Savinov, el modelo dinámico Ilichev, el modelo dinámico de A.E. Sargsian y el modelo dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 para una edificación de 5 niveles. Los resultados obtenidos mostraron incremento en los desplazamientos y disminución en las fuerzas cortantes y momentos flectores. Villarreal considera que el no considerar el efecto de interacción suelo-estructura en

una edificación, podría significar el reforzamiento de la misma, por el hecho de mostrar un comportamiento sísmico conservador.

Valderrama, C. & Meza, J. (2014) de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas en su tesis titulada: *"Influencia de la interacción suelo-estructura en la reducción de esfuerzos de una edificación aporticada con zapatas aisladas"*, con el objetivo de demostrar que los esfuerzos internos de una edificación disminuyen al considerar un análisis sísmico con base flexible (ISE.), al ser parte de la energía generada por el sismo absorbida por el suelo de fundación. Realizaron la demostración en una edificación multifamiliar de 5 niveles ubicada en el departamento de Junín, utilizando el modelo dinámico de D.D. Barkán-O.A. Savinov. Llegando entre otras a la conclusión de que los esfuerzos de la edificación disminuyen y los desplazamientos se incrementan, al realizar el análisis con base flexible (ISE), siendo éste análisis en función de los coeficientes de rigidez del suelo que a su vez dependen de características del edificio, suelo y cimentación.

Aquino, C., & Rodríguez M. (2015) de la Universidad Privada del Norte en su tesis titulada: *"Comparación de la respuesta estructural de los módulos B y C de la I.E. Julio Ramón Ribeyro considerando y sin considerar la interacción suelo-estructura"*, con el objetivo de demostrar que las fuerzas del sismo son absorbidas en parte por el suelo de cimentación, evaluaron dos módulos de una Institución Educativa (edificación esencial) ubicada en Cajamarca aplicando el modelo dinámico de D.D. Barkan – O.A. Savinov y el modelo dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87. Llegaron entre otras a la conclusión que los módulos de la I.E. en estudio presentan derivas muy altas con respecto al límite establecido por la Norma E.030, las cuales al considerar la base flexible alcanzan un incremento, representando desplazamientos riesgosos. Se obtuvieron resultados de incremento y reducción de esfuerzos. Referente al módulo B se obtuvo incremento, mientras que en el módulo C se obtuvo disminución de los mismos, considerándolos con base flexible.

Janampa, J. (2016), de la Universidad Nacional de Ingeniería en su tesis titulada: *“Estudio de la influencia de la configuración estructural de piso blando en el comportamiento sismorresistente de estructuras aporticadas”*, con el objetivo de aportar conocimientos estructurales sobre la irregularidad de piso blando a fin de minimizar pérdidas originadas por fallas en edificaciones. Se resalta la importancia de una etapa conceptual adecuada, en la cual se toman decisiones sobre el proyecto. Su hipótesis confirma un límite conservador sobre la irregularidad por piso blando para la seguridad de edificaciones, para esto, entre sus objetivos se encuentran la determinación de distorsiones y el estudio de parámetros intervinientes en la configuración estructural, además determina la relación existente entre la rigidez y el refuerzo para este tipo de edificaciones. Analiza edificios de tres, cinco, nueve y quince pisos, todos éstos considerando y no considerando irregularidad de piso blando. Entre sus conclusiones se encuentra que una edificación con primer piso blando es similar a un oscilador con un grado de libertad, el cual se representa únicamente por su primer nivel.

Araca, F., & Gómez, L. (2018) de la Universidad Peruana Unión en su tesis titulada: *“Influencia de la interacción suelo - estructura en el comportamiento de las viviendas aporticadas con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca”*, con el objetivo de determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en las viviendas de la ciudad de Juliaca de acuerdo a su número de pisos y su configuración geométrica, realizaron el análisis sísmico de las edificaciones con base empotrada (tradicional) y con base flexible (ISE). Determinaron las propiedades del suelo mediante el ensayo SPT en cuatro puntos de la ciudad de Juliaca. Entre sus conclusiones obtuvieron que en edificaciones de 2 y 3 pisos, la respuesta sísmica no se ve influenciada de manera significativa al considerar la interacción suelo-estructura; sin embargo, para edificaciones desde 4 pisos, la respuesta estructural considerando la interacción mencionada, se torna más relevante.

## **2.2. Bases teóricas**

### ***2.2.1. Sismicidad***

#### **2.2.1.1. Sismicidad en Perú**

Perú forma parte de los países que conforman el Cinturón de fuego del Pacífico, el cual es una de las zonas de subducción de placas más importantes del mundo, ocasionando actividad sísmica y volcánica, representado así, un fuerte peligro. La actividad sísmica en Perú, se produce principalmente por la subducción de la Placa de Nazca debajo de la Placa Sudamericana. (Alva, Huamán & Ohtsuki, 1994).

Perú se ubica en el borde occidental de América del Sur, en la región de mayor actividad sísmica en el mundo. Es fundamental entonces, conocer el comportamiento probable de ocurrencia del peligro en un área determinada, con la finalidad de planificar y mitigar efectos negativos futuros. La manera de conocer este comportamiento, es mediante la evaluación del peligro sísmico. Los sismos han sido diferenciados por su rango de profundidad focal en: superficiales ( $h < 60$  km), intermedios ( $61 < h < 350$  km) y profundos ( $h > 351$  km). Los sismos de foco superficial se distribuyen entre la línea de la fosa peruano-chilena y la costa, comprendiendo desde el departamento de Tumbes hasta el departamento de Tacna, definiéndose como la principal fuente sismogénica del país. La deformación cortical es considerada la segunda fuente sismogénica, dando origen a sismos sobre los bordes de la Cordillera Andina y la zona sub andina, desapareciendo completamente sobre la Llanura Amazónica (IGP, 2014).

#### **2.2.1.2. Sismicidad en Lima**

La ciudad de Lima está ubicada en la costa oeste de Sudamérica, sobre una franja desértica ubicada entre el Océano Pacífico y la Cordillera de los Andes.

A partir de los terremotos ocurridos en Lima, en los años 1940, 1966 1974, se definió que el centro de la ciudad presentó menor intensidad de daños que algunos distritos periféricos, tales como La Molina, Barranco, Chorrillos y La Punta-Callao. Las condiciones del subsuelo en el centro de la ciudad de Lima corresponden a un depósito de grava aluvial de gran espesor con nivel freático profundo, mientras que, en los distritos vulnerables sísmicamente, se pueden encontrar suelos finos con nivel freático superficial. (Alva J., Huamán C. & Ohtsuki T., 1994)

El Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), elaboró un mapa con información sobre la situación de vulnerabilidad de los distritos de Lima Metropolitana, mostrando tipos de sus suelos, y zonas de riesgo. La **Figura 1**, muestra el mencionado mapa, elaborado en el año 2012.

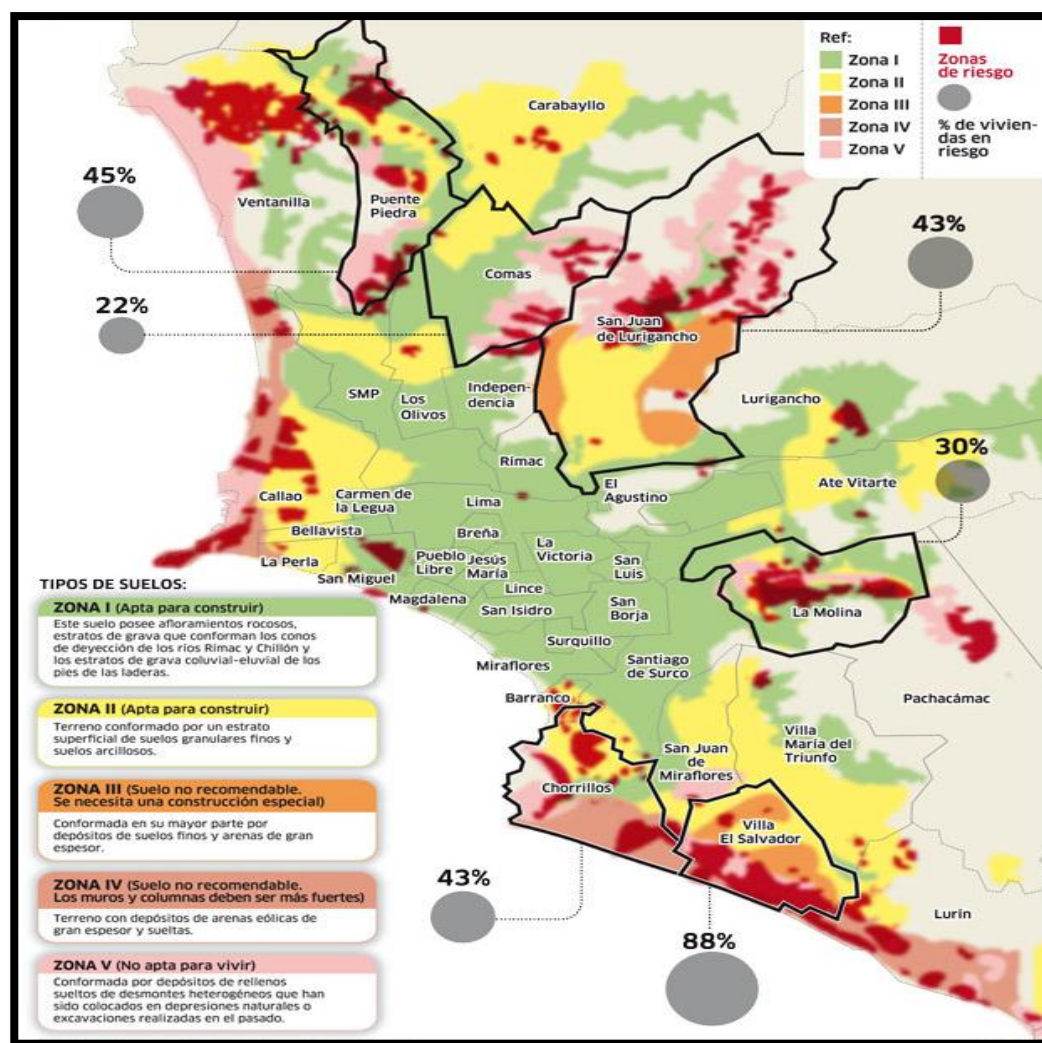


Figura 1. Mapa de suelos de Lima. Fuente: CISMID (2012).

### **2.2.1.3. Sismicidad en el distrito de La Molina**

Con los registros de daños severos frente a un sismo en el distrito de La Molina se puede definir que algunas causas que generaron estos daños fueron problemas de compactación y estabilidad de los suelos, fenómenos que explicarían la alta intensidad observada en este distrito durante un sismo. Al existir terrenos vulnerables, se entiende que el comportamiento dinámico del terreno que abarca gran área del distrito es desfavorable, debido a que la zona está expuesta a los más altos niveles de peligro sísmico y en los que se han registrado altos daños en sismos pasados. Actualmente se habría presentado mejoras en el suelo del distrito, logrando obtener suelos más estables (más compactados), siendo menos desfavorable frente a la amplificación de ondas de un evento sísmico (Janampa H., 2011, citado en Severino, 2015, p. 19).

En el distrito de La Molina se encuentran edificios modernos y muchos de gran altura, se encuentran también diversos centros comerciales, este distrito ha sufrido severos daños en sus edificaciones en los diversos sismos ocurridos en la ciudad de Lima. Las intensidades sísmicas determinadas para el distrito de La Molina han sido mayores comparadas con otros distritos de Lima, esto debido a las características del sitio, las cuales influyen en su respuesta sísmica. (CISMID, 2010, p. 2).

### **2.2.1.4. Microzonificación sísmica y geotécnica del distrito de La Molina**

CISMID (2010), en su informe: *"Microzonificación sísmica del distrito de La Molina"*, define información sísmica del lugar basado en microzonificación geotécnica y otros factores; según características del distrito, éste se divide en las siguientes cuatro zonas (pp. 37-39):

- Zona I: Constituida por una delgada franja que circunda el distrito. Se conforma por las laderas de los cerros en los que existen afloramientos rocosos o estratos gravosos de origen coluviales y de pequeño espesor. Terrenos de buena capacidad portante. El comportamiento dinámico del terreno en esta zona es adecuado, por lo que se espera



el no incremento del nivel de peligro sísmico, con excepción de áreas con gran pendiente y en partes altas de los cerros. Los períodos dominantes del suelo se ubican alrededor de 0.10 s. A 0.8 m, ya hay un terreno natural conformado por grava compacta o roca. Los factores de amplificación sísmica varían entre 1 a 2.

- Zona II: Comprende la zona relativamente plana del distrito, desde el pie de sus laderas a la zona del valle, conformada en su mayoría por suelos gravosos coluviales y por estratos de arena mal graduada de moderado espesor. Se espera un moderado incremento del nivel de peligro sísmico en esta zona, por efecto del comportamiento dinámico del terreno. Los periodos dominantes del suelo varían entre 0.10 s y 0.20 s. Al llegar a una profundidad de 1 m se puede encontrar un terreno natural conformado por un suelo arenoso denso o grava compacta. Los factores de amplificación de amplificación sísmica varían ente 2 a 4.
- Zona III: Comprende la parte central del valle, conformado por suelos finos y arenosos potentes, siendo el área generalmente, perteneciente a urbanizaciones del distrito. El comportamiento dinámico del terreno en esta zona es desfavorable, por lo tanto, se espera un fuerte incremento del nivel de peligro sísmico. Los periodos dominantes del suelo varían entre 0.30 s y 0.40 s. Los factores de amplificación sísmica varían entre 4 a 5.
- Zona IV: Comprende la parte central y más profunda del valle, está conformada principalmente por suelos finos y arenosos de gran potencia. El terreno cuenta con una capacidad portante baja. El comportamiento dinámico del terreno es el más desfavorable del distrito, siendo un área expuesta a los más altos niveles de peligro sísmico. En esta área se han registrado los mayores daños ocurridos en sismos. Los periodos dominantes del suelo tienen valores iguales o superiores a 0.40 s. Los factores de amplificación sísmica son mayores a 5.

Respecto al periodo dominante del suelo, podemos citar a Valenzuela-Beltrán et.al (2018)., con lo siguiente: “El periodo dominante de una determinada zona se define como el periodo donde el espectro promedio elástico de pseudo-aceleración alcanza su valor máximo” (p. 57). Sobre factores de amplificación, se refiere únicamente a los del suelo, se puede definir como una amplificación de las ondas sísmicas causada porque éstas atraviesan distintos estratos de suelo hasta llegar a la superficie (Schimdt, 2011; Morales, 2011).

El **Anexo B** de la presente tesis, muestra también los mapas sobre la geotecnia y sismicidad, elaborados por el CISMID en el año 2010.

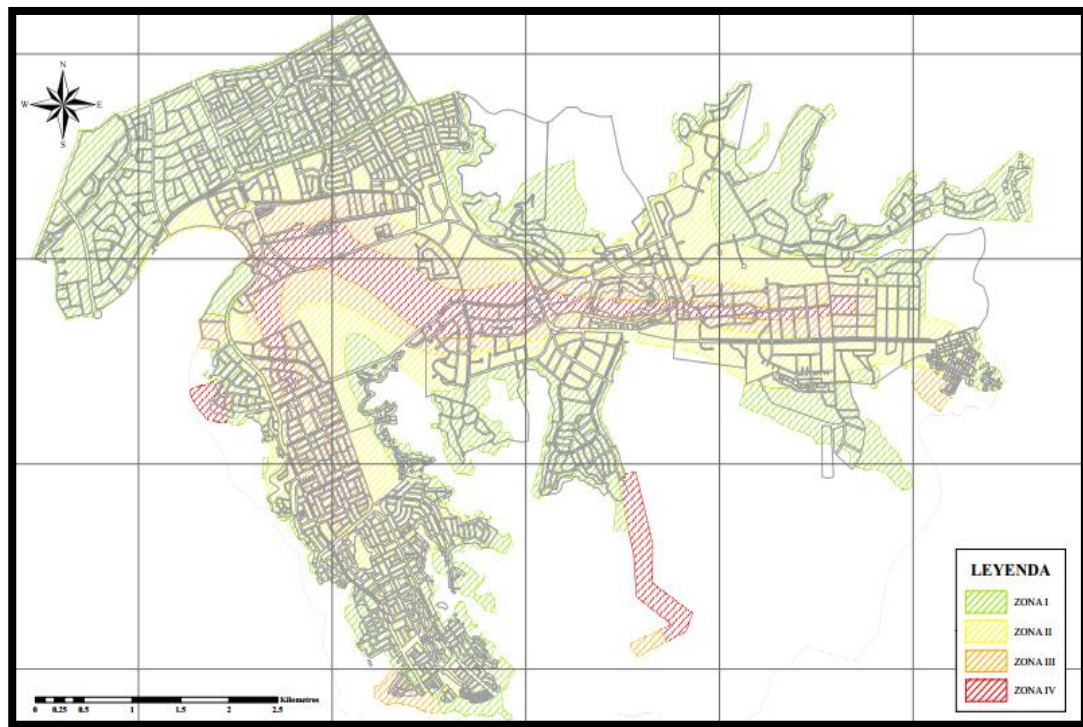


Figura 2. Zonificación del distrito de La Molina. Fuente: CISMID (2010).

## 2.2.2. Suelos como material de fundación

### 2.2.2.1. Clasificación y características de suelos

Una estructura, transmite cargas a su suelo de fundación, generando tensiones y deformaciones en éste, éstas tensiones y deformaciones dependerán de las propiedades que el suelo posea, además de diversos factores que se puedan producir con el tiempo. Los suelos

naturales, se clasifican en los siguientes tipos, según su material: arenas, gravas, limos, arcillas y materia orgánica (García García & Páez).

Las arenas y gravas, no poseen la propiedad plástica, sino que se componen por material granular. Las arcillas están compuestas por partículas de menor tamaño que las arenas y gravas, éstas poseen la propiedad de ser cohesivas, es decir que sus partículas poseen una gran unión, además éstas son plásticas, es decir que poseen la propiedad de deformación sin desagregarse.

Los limos poseen características intermedias, se componen por materiales granulares, sin embargo, también pueden tener cierta plasticidad. La materia orgánica es un suelo pobre, compuesto principalmente por residuos de origen vegetal (García García & Páez).

#### **2.2.2.2. Resistencia del suelo con respecto a la presión ejercida**

La deformación que se presente en un suelo dependerá de su resistencia a la fuerza cortante, ésta resistencia consta de dos componentes: fricción y cohesión. La resistencia friccional viene dada por el contacto entre partículas que se opone a un inicio de deslizamiento, mientras que la cohesión es el resultado de las fuerzas de atracción que se generan en las partículas (García García & Páez).

#### **2.2.2.3. Clasificación de terrenos según morfología**

Según el CTE de España, los terrenos se pueden dividir en tres tipos:

- Terrenos favorables: Terrenos con poca variabilidad. Generalmente su cimentación está dada por elementos aislados. Opuestos a las características mencionadas en suelos desfavorables.
- Terrenos intermedios: Terrenos con variabilidad, puede poseer áreas de relleno.
- Terrenos desfavorables: Terrenos expansivos, colapsables, también considerados blandos o sueltos, además son aquellos que son vulnerables al deslizamiento.

#### **2.2.2.4. Clases de suelo según integridad y capacidad portante**

Los suelos se clasifican también según su integridad y capacidad portante, según el *Prontuario Características técnicas de los terrenos y cimentaciones adecuadas de los mismos*, ésta clasificación es conformada por:

- Rocas: Suelos con mayor capacidad de soporte, presentan una menor deformación. Dentro de esta clasificación se encuentra los suelos granulares, constituidos por materiales de procedencia sedimentaria (restos), las arcillas y limos conforman un porcentaje menor al 35 % de su peso.
- Suelos finos: Suelos con disposición a asientos (deformaciones verticales) y a ser suelos expansivos. Pueden poseer componentes agresivos al hormigón, debido a aguas freáticas.

#### **2.2.3. Mecánica de suelos**

“El estudio de suelos define los parámetros de diseño y construcción de edificaciones” (Rodríguez, 2016, p. 7). Alva Hurtado menciona que Peck (1967) establece a la Mecánica de Suelos como una ciencia y a la Ingeniería de Cimentaciones como un arte. Según Verruijt (2001): “Soil Mechanics is the science of equilibrium and motion of soil bodies” [La Mecánica de Suelos es la ciencia del equilibrio y movimiento de los cuerpos del suelo] (p. 6).

La UABC define a la cimentación como el elemento intermedio, transmisor de las cargas que soporta una estructura al suelo subyacente, de tal manera que no se exceda la capacidad portante de éste, y que sus deformaciones producidas sean admisibles para la estructura (UABC, *Apuntes de Cimentaciones*).

Es de gran importancia considerar las interacciones de suelos y cimientos y las características del terreno sobre el cual se construirá, ya que esto influirá en la selección del

tipo y tamaño del cimiento a usarse. Los cimientos afectan significativamente el diseño de la superestructura, su tiempo de construcción y, como consecuencia, en los costos de la obra. Es fundamental disponer de conocimientos de mecánica de suelos y cimentaciones para lograr una edificación segura y económica (Capote, 2019, p. 3).

Rodríguez (2016), menciona los factores del suelo de fundación que afectan el diseño de cimentaciones, los cuales vienen a ser: el tipo al que corresponde (cohesivo, granular, granular con finos, de alta o baja plasticidad), variación de estratos, consistencia (media, blanda, dura), propiedades físicas y mecánicas (cohesión, ángulo de fricción interna, índice de compresión), ubicación del nivel freático, profundidad de cimentación, capacidad portante por resistencia, capacidad portante por asentamientos máximos, esfuerzo neto, asentamientos diferenciales y totales, existencia e influencia de agentes agresivos (sales, cloruros, sulfatos), la expansibilidad y fuerza expansiva del suelo, estabilidad del talud de la excavación, la geodinámica interna y externa y las especificaciones dadas en el reglamento de construcción respectivo. Únicamente conociendo lo anteriormente mencionado se puede proceder a diseñar una cimentación (p. 2).

#### **2.2.4. Cimentaciones**

La cimentación transmite cargas al suelo y se clasifica en superficial y profunda. Según Capote (2019), para que las cimentaciones brinden un apoyo adecuado, deben cumplir dos requisitos simultáneos: a) Capacidad de carga, b) Asentamientos estructurales tolerables (p.32).

##### **2.2.4.1. Capacidad de carga del suelo**

Para calcular la capacidad de carga última ( $q_u$ ) existen diversas ecuaciones; planteadas por Terzaghi, Meyerhof, etc. La **Ecuación 1** corresponde al cálculo de la capacidad de carga en cimentación cuadrada, según Terzaghi (1943). La ecuación de Terzaghi no considera falla por corte local, tampoco se considera modificación por nivel freático.

### 2.2.4.1.1. Capacidad de carga última según Terzaghi

La capacidad de carga última según Terzaghi, se obtiene de la siguiente fórmula:

$$q_u = 1.3CN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (1)$$

donde:

- C: Cohesión del suelo
- B: Dimensión de cada lado de la cimentación o diámetro, es un valor propuesto.

Los factores de carga  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  se obtienen según el ángulo de fricción del suelo.

▼ TABLA 3.1 Factores de capacidad de carga de Terzaghi; ecuaciones (3.4), (3.5) y (3.6)

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^a$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^a$
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

\*Según Kumbhojkar (1993)

Figura 3. Factores de capacidad de carga para la ecuación de Terzaghi. Fuente: Braja Dass (1999).

además:

$$q: \gamma \times D_f \quad (2)$$

donde:

- Df: Profundidad de cimentación, la cual es propuesta según el suelo y la edificación, según la E.050 (2018) el valor mínimo es 0.8 m (Artículo 26.2).
- $\gamma$ : Peso específico del suelo.

Para hallar la capacidad de carga bruta admisible ( $q_{adm}$ ), se aplica un factor de seguridad (FS), el cual puede adoptar un valor mínimo de 3 para un valor de  $q_{adm}$  (neto), lo cual se muestra en la **Ecuación 3**, tal como sigue:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad (3)$$

#### 2.2.4.1.2. Capacidad de carga última según Meyerhof

Las ecuaciones según Terzaghi, siguen siendo usadas y otorgan buenos resultados en cimentaciones, teniendo en cuenta que siempre se tendrán incertidumbres en el cálculo; sin embargo, las ecuaciones anteriores no aplican en caso de cimentaciones rectangulares, donde  $0 < B/L < 1$ ; tampoco consideran la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación. De lo expuesto anteriormente surge la ecuación general de la capacidad de carga última, propuesta por Meyerhof (1963), expuesta a continuación:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (4)$$

Los factores  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  se obtienen según el ángulo de fricción del suelo (**Figura 4**).

▼ TABLA 3.4 Factores<sup>a</sup> de capacidad de carga

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_r$	$N_q/N_c$	$\tan\phi$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_r$	$N_q/N_c$	$\tan\phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

<sup>a</sup> Según Vesic (1973)

Figura 4. Factores de capacidad de carga para la ecuación de Meyerhof. Fuente: Braja Dass (1999).

Los factores de forma se hallan según las siguientes expresiones:

$$F_{qs}: 1 + \frac{B}{L} \tan\theta \quad (5)$$

$$F_{\gamma s}: 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad (6)$$



$$F_{cs}: 1 + \frac{BN_q}{LN_c} \quad (7)$$

Los factores de profundidad se hallan según las siguientes expresiones:

$$F_{qd}: 1 + 2Tg\theta(1 - \text{Sen}\theta)^2 Tg^{-1}\left(\frac{Df}{B}\right) \quad (8)$$

$$F_{Yd} = 1 \quad (9)$$

$$F_{cd}: 1 + 0.4 * \left(\frac{Df}{B}\right) \quad (10)$$

Los factores de inclinación se hallan según las siguientes expresiones:

$$F_{ci} = F_{qi} \quad (11)$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 \quad (12)$$

$$F_{qi} = F_{Yi} \quad (13)$$

$$F_{Yi} = \left(1 - \frac{\beta}{\theta^\circ}\right)^2 \quad (14)$$

Obtenida la capacidad de carga, se la debe dividir sobre un factor de seguridad (FS) para obtener la capacidad de carga admisible (qadm).

#### **2.2.4.2. Cimentaciones superficiales**

La cimentación superficial comprende los diferentes tipos de zapatas y de platea de cimentación; por tanto, se encuentran en esta clasificación, los siguientes tipos:

- Zapata aislada: Es un tipo de cimentación utilizada para pilares (columnas o placas aislados) en terrenos idealmente de buena calidad. La excentricidad de la carga del pilar es pequeña o moderada.
- Zapata combinada: Es aquella zapata que contiene dos o más columnas.
- Zapata conectada: Es aquella zapata conformada por dos zapatas unidas por vigas de conexión. La viga de conexión trata de impedir principalmente el desplazamiento lateral y vertical de las zapatas. Para zonas sísmicas debe colocarse vigas en ambas direcciones formando así, una cuadrícula.
- Zapata corrida (o continua): En este tipo de zapata se cumple que su longitud es mucho mayor que su ancho. Se analiza en dirección longitudinal y transversal.
- Platea de cimentación: Es una placa de hormigón armada, la cual es utilizada cuando el suelo de fundación es blando.

Las cimentaciones profundas constan de cajones perforados y de diferentes tipos de pilotes, éstos transportan las cargas hasta las rocas o suelos con características más favorables.

#### ***2.2.5. Cimentación mediante zapatas aisladas con pilar céntrico***

La zapata aislada es un tipo de cimentación independiente, utilizado en suelos rígidos, este tipo de cimentación no es fundada a gran profundidad, siendo una cimentación superficial. Entre las desventajas que pueden surgir, están las grandes dimensiones que este tipo de cimentación puede requerir.

##### **2.2.5.1. Metodología de Predimensionamiento**

Se sigue la metodología expuesta por Roberto Morales (2005) en: "*Cimentaciones*"

##### ***2.2.5.1. Área de zapata***

El área de la zapata queda definida mediante la **Ecuación 15**, expuesta a continuación:

$$A_{zapata} = \frac{P}{\sigma_n} \quad (15)$$

Donde:

- $\sigma_n$ : Esfuerzo neto del terreno

El esfuerzo neto del terreno es obtenido mediante la **Ecuación 16**, expuesta a continuación:

$$\sigma_n = \sigma_t - h_f \gamma_{prom.} - S/C \quad (16)$$

Donde:

- S/C: Sobrecarga en el nivel terminado.
- $h_f \gamma_{prom.}$ : Altura multiplicada por el promedio de pesos específicos. Se obtiene al considerar en la ecuación, los diferentes materiales intervinientes, estimando un  $\gamma_{promedio}$  de los diferentes materiales intervinientes (concreto/concreto armado y suelo) y multiplicándolo por  $h_f$ . También se puede calcular uno a uno la multiplicación del peso específico de cada material con las alturas respectivas que estos ocupan hasta llegar a la cima del nivel terminado e incorporarlos en la ecuación.
- $\sigma_t$ : Capacidad de carga admisible del terreno ( $q_{adm}$ ) (ver Rodríguez, 2016, p. 48).

Se inicia asumiendo una altura de zapata que sea coherente con los estudios de suelo, proponiendo una profundidad de cimentación coherente. Para esta primera etapa no se trabaja con cargas mayoradas.

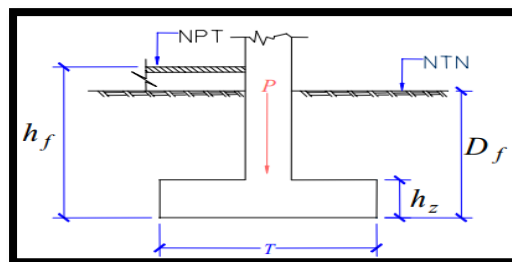


Figura 5. Elevación de zapata (representación). Fuente: Morales (2005).

En caso de no excentricidad es recomendable utilizar la siguiente igualdad:

$$l_{v1} = l_{v2} \quad (17)$$

Demostrando que las dimensiones de las zapatas (T x S) vienen dadas por la **Ecuación 18** y la **Ecuación 19**:

$$T = \sqrt{A_z} + \frac{(t_1 - t_2)}{2} \quad (18)$$

$$S = \sqrt{A_z} - \frac{(t_1 - t_2)}{2} \quad (19)$$

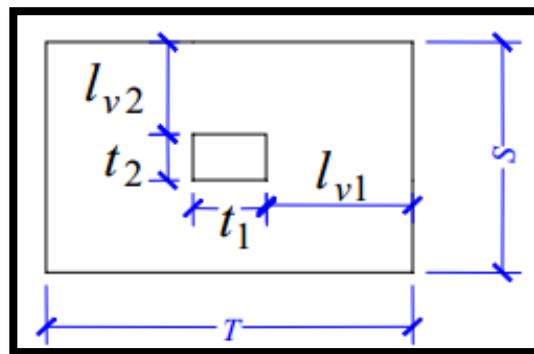


Figura 6. Dimensiones en planta de zapata (representación). Fuente: Morales (2005).

#### 2.2.5.1.2. Altura de la zapata

Para determinar el peralte efectivo de zapatas, la sección debe resistir el cortante por punzonamiento. En la **Figura 7**, m x n forma la sección que resiste el punzonamiento. En esta etapa se trabaja con cargas mayoradas, según E.060 (2009): 1.4 Carga Muerta + 1.7 Carga Viva.

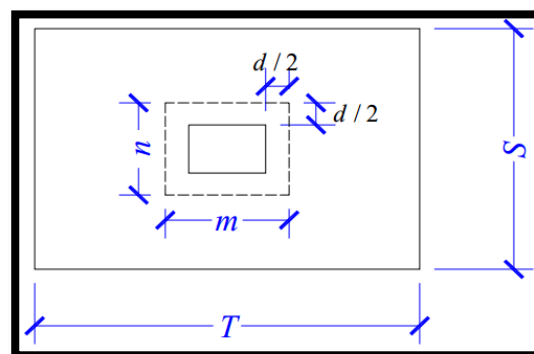


Figura 7. Representación del área de punzonamiento (m x n) en zapata. Fuente: Morales (2005).

Es necesario obtener inicialmente un factor  $W_u$  mediante la **Ecuación 20**, expuesta a continuación:

$$W_u = \frac{P_u}{A_{zapata}} \quad (20)$$

Se procede luego a obtener la Cortante por Punzonamiento Actante ( $V_u$ ) según la **Ecuación 21** expuesta a continuación:

$$V_u = P_u - w_{mu} \cdot m \cdot n \quad (21)$$

La Resistencia al cortante por punzonamiento en el concreto viene dada por las siguientes ecuaciones:

$$V_c \leq 1.06 \sqrt{f' c b_o} d \quad (22)$$

$$V_c \leq 0.27 \left( 2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f' c b_o} d \quad (23)$$

$$V_c \leq 0.27 \left( 2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \sqrt{f' c b_o} d \quad (24)$$

Se debe cumplir que la relación entre el lado mayor y el lado menor no exceda a 2, además se debe cumplir la siguiente ecuación:

$$\frac{V_u}{\phi} \leq V_c \quad (25)$$

Donde:

- $\Phi = 0.75$

Resolviendo las ecuaciones se obtendrá el valor del peralte "d", el cual se compara y no será menor al valor de  $d_{promedio}$ , siendo  $d_{promedio} = \text{Altura de zapata iterada} - (\text{recubrimiento de zapata} + \text{diámetro de varilla de acero propuesta})$ .

Según Morales (2005), el peralte por encima del acero de flexión de la zapata debe ser como mínimo 15 cm, lo cual difiere con el RNE exige valores superiores; sin embargo, esto se puede deber a diferentes actualizaciones y/o a que es solo un predimensionamiento y la metodología es previa al diseño, no obteniendo secciones finales, sino que estas podrían variar.

### **2.2.6. Estructuras**

Una estructura puede ser definida como un sistema, el cual viene a ser un conjunto de partes o aquel conformado por componentes, los cuales se rigen a una metodología para cumplir su función. La estructura debe cumplir su función con un nivel adecuado de seguridad y manteniendo unas condiciones óptimas de servicio. Las estructuras deben tener en cuenta la satisfacción de la parte económica, entre otras exigencias que se puedan dar.

### **2.2.7. Sistemas estructurales de edificaciones de concreto armado**

El Artículo 13 de la E.030 (2018) del Reglamento Nacional de Edificaciones, menciona los sistemas que comprenden una edificación de concreto armado (compuesto por concreto y acero), siendo los siguientes:

- **Pórticos:** En pórticos como mínimo el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas. Si se tiene muros estructurales, éstos se diseñan para resistir una parte de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
- **Muros Estructurales:** Sistema en el cual la resistencia sísmica está dada predominantemente por los muros estructurales actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.

- Dual: Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros es superior al 20 % e inferior al 70 % del cortante en la base del edificio.
- Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada: Las edificaciones se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, no se cuenta con extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una capa. La edificación constituida por este sistema tiene un máximo de 8 niveles.

#### ***2.2.8. Definición y Predimensionamiento de elementos estructurales en una edificación aporticada***

Existen innumerables elementos compuestos de diversos materiales, con los que se conforman las edificaciones, éstos se pueden dividir en elementos portantes y no portantes. Como elemento portante se puede entender a aquel que recibe algún tipo de carga y necesita algún tipo de predimensionamiento y diseño, mientras que los elementos no portantes representan cargas por peso propio. Las edificaciones aporticadas están compuestas estructuralmente por columnas y vigas (pórticos), ya sea netamente o en mayoría. Entre los elementos portantes en una edificación aporticada, se encuentran esencialmente: columnas, vigas, losas y escaleras.

##### **2.2.8.1. Columnas**

Las columnas son elementos verticales resistentes a cargas y transmisores de éstas a la fundación.

Morales (2013), menciona en su libro titulado: *“Diseño en Concreto Armado”*, que las columnas pueden predimensionarse mediante la **Ecuación 26**, expuesta a continuación:

$$bD = \frac{P}{n \cdot f'c} \quad (26)$$

donde:

- b y D: Longitud de las secciones de la columna, sección mayor y sección menor respectivamente.
- P: Carga total que soporta la columna, se obtiene multiplicando PG por un valor n.
- n: Valor que depende del tipo de columna.
- f'c: Resistencia del concreto a la compresión simple.

La **Tabla 1** muestra los valores de n según la posición de la columna, n Pg es el peso total de cargas de gravedad que soporta la columna; es decir CM y CV, las cuales deben ser mayoradas/amplificadas, según E.060 (2018): 1.4 CM + 1.7).

*Tabla 1. Valores para predimensionamiento de columnas. Fuente: Morales (2013).*

Tipo C1 (para los primeros pisos).	Columna interior	$\frac{P = PG}{n} \times 1.1 = 0.3$
Tipo C1 (para los últimos 4 pisos superiores).	Columna interior	$\frac{P = PG}{n} \times 1.1 = 0.25$
Tipo C2, C3.	Columnas extremas de pórticos interiores	$\frac{P = PG}{n} \times 1.25 = 0.25$
Tipo C4.	Columna de esquina	$\frac{P = PG}{n} \times 1.5 = 0.2$

#### 2.2.8.2. Vigas

Una viga es definida como aquel elemento horizontal diseñado para soportar cargas y transmitirlas a las columnas, la cual trabaja a flexión.

Según Antonio Blanco Blasco, en su libro titulado: “*Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*” (2004), el predimensionamiento de vigas puede ser de la



siguiente manera: En vigas, puede considerarse el peralte en un rango de 1/10 a 1/12 de la luz libre, incluyendo en la sección el espesor de la losa. El ancho se puede predimensionar como un valor en un rango de 0.3 a 0.5 veces el peralte de la viga. Para vigas con responsabilidad sísmica, según E.060 (2009), las dimensiones mínimas de cualquier lado serán de 25 cm.

Blanco Blasco (1994), también menciona que se puede predimensionar las vigas según las luces que éstas cubren, menciona los lados de las vigas (en cm), tal como sigue:

- $L \leq 5.5$  mts. = 25 x 50, 30 x 50.
- $L \leq 6.5$  mts. = 25 x 60, 30 x 60, 40 x 60.
- $L \leq 7.5$  mts. = 25 x 70, 30 x 70, 40 x 70, 50 x 70.
- $L \leq 8.5$  mts. = 30 x 75, 40 x 75, 30 x 80, 40 x 80.
- $L \leq 9.5$  mts. = 30 x 85, 30 x 90, 40 x 85, 40 x 90.

### 2.2.8.3. Losa

Según el Artículo 9.6.2.1 de la Norma E.060 (2009) del Reglamento Nacional de Edificaciones, el espesor (peralte) de losa (aligerada/nervada) se puede predimensionar sin necesidad de un cálculo de verificación por deflexiones, en base la luz libre/longitud libre cubierta por el elemento ("l"), según se muestra en la **Figura 8**.

<b>TABLA 9.1</b> <b>PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES</b>				
	Espesor o peralte mínimo, $h$			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Figura 8. Peraltes mínimos de losa. Fuente: E.060 (2009).

Según Antonio Blanco Blasco (1994) en su libro titulado: "*Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*", para obtener el espesor de losa ("h"), se puede seguir las siguientes consideraciones en losas armadas en una dirección:

- h en cm, para luces < 4 m.: 17 cm.
- h en cm, para luces entre 4 y 5.5 m: 20 cm.
- h en cm, para luces entre 5.5 y 6.5 m: 25 cm.
- h en cm, para luces entre 6 y 7.5 m: 30 cm.

#### 2.2.8.4. Escaleras

Al ser las escaleras elementos de conexión entre los niveles, su dimensionamiento y diseño es muy importante. En ocasiones las escaleras son independientes de la estructura, en ocasiones forman parte de ella. Si la escalera forma parte de la estructura, éstas pueden aportar cierta rigidez a la edificación y pueden también ocasionar irregularidades tales como torsión.

La garganta de escalera se representa por: t. Para obtener el espesor de la garganta de escalera, esta se considera como una "losa" que puede predimensionarse según criterios, los cuales son generalmente utilizados por tesisistas. Se utilizará un criterio común, utilizado por Acosta & Balcázar (2009), el cual es el siguiente:

$$t: \frac{\text{Luz natural}}{20 - 25} \quad (27)$$

Es necesario añadir el peso de los peldaños al peso de la garganta de escalera "t", San Bartolomé (1998), en su libro titulado: "*Análisis de edificios*", menciona que este peso puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$w(pp) = \gamma \left[ \frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left( \frac{cp}{p} \right)^2} \right] \quad (28)$$

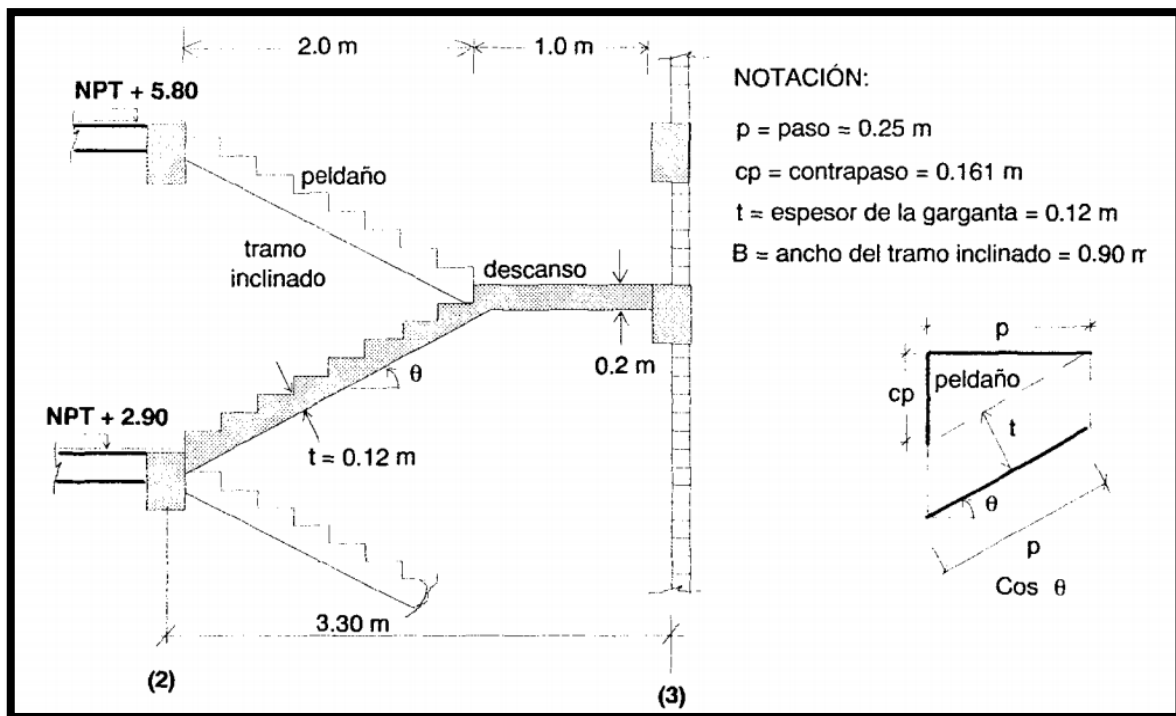


Figura 9. Ejemplo y partes de escalera. Fuente: San Bartolomé (1998).

## 2.2.9. Análisis sísmico de estructuras

### 2.2.9.1. Análisis Estático

El Análisis Estático calcula la respuesta sísmica a partir de las cargas axiales y cargas horizontales que actúan en la estructura.

Se requiere hallar una cortante basal, siendo obtenida según la **Ecuación 29**, expuesta a continuación:

$$V = \frac{ZUSC}{R} \cdot P \quad (29)$$

Donde:

- **P:** Peso del edificio.
- **Factor de Zona (Z):** Depende de la zona sísmica donde esté ubicada la edificación.

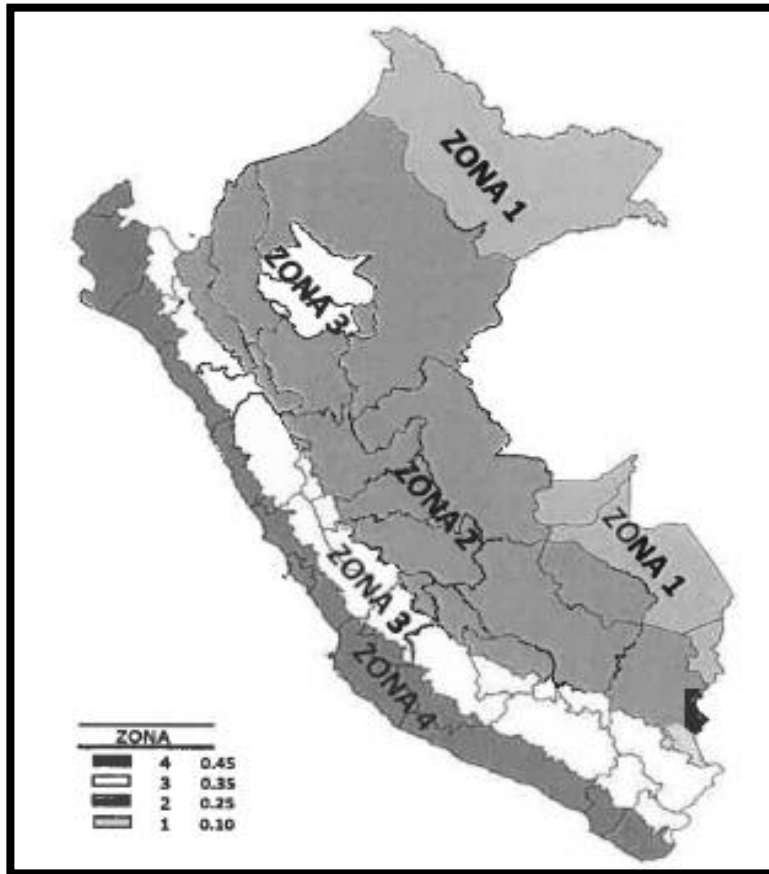


Figura 10. Mapa del Perú para el factor de Zonificación Sísmica Z. Fuente: E.030 (2018).

- Factor de Suelo:** Este factor considera los efectos de amplificación sísmica que se producen por las características del subsuelo de la cimentación. Según los valores de ondas de corte, podemos identificar el tipo de suelo, mediante la Tabla N° 2 de la E.030 representada en la **Figura 11** y posteriormente utilizar la tabla representada en la **Figura 12**. Siendo:  $S_0$  = Roca dura,  $S_1$  = Roca o suelos muy rígidos,  $S_2$  = Suelos Intermedios,  $S_3$  = Suelos Blandos,  $S_4$  = Condiciones Excepcionales.

Perfil	$V_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{s}_u$
$S_0$	> 1500 m/s	-	-
$S_1$	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
$S_2$	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
$S_3$	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
$S_4$	Clasificación basada en el EMS		

Figura 11. Clasificación de los Perfiles de Suelo. Fuente: E.030 (2018).

<p align="center"><b>Tabla N° 3</b> <b>FACTOR DE SUELO "S"</b></p>				
<b>SUELO</b> <b>ZONA</b>	<b>S<sub>0</sub></b>	<b>S<sub>1</sub></b>	<b>S<sub>2</sub></b>	<b>S<sub>3</sub></b>
<b>Z<sub>4</sub></b>	0,80	1,00	1,05	1,10
<b>Z<sub>3</sub></b>	0,80	1,00	1,15	1,20
<b>Z<sub>2</sub></b>	0,80	1,00	1,20	1,40
<b>Z<sub>1</sub></b>	0,80	1,00	1,60	2,00

Figura 12. Factor de Suelo. Fuente: E.030 (2018).

- **Factor de Uso e Importancia (U):** Este factor depende de la función que cumple la edificación.

<p align="center"><b>Tabla N° 5</b> <b>CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"</b></p>		
<b>CATEGORIA</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>FACTOR U</b>
<b>A</b> Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</li> <li>- Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones.</li> <li>- Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</li> <li>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</li> <li>- Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</li> <li>- Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hoteles, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</li> <li>- Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</li> </ul>	1,5
<b>B</b> Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
<b>C</b> Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
<b>D</b> Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Figura 13. Factor de Uso e Importancia en Edificaciones. Fuente: E.030 (2018).

- **Factor de Reducción R:** Dependerá de un factor  $R_0$  (factor inicial) y factores propios de irregularidad, tal cual se muestra en la **Ecuación 30** a continuación:

$$R = R_0 I_p I_a \quad (30)$$

- ✓ Factor R inicial, respecto al sistema estructural, el cual debe verificarse.
- ✓ Factor dependiente de la irregularidad en planta, debe verificarse.
- ✓ Factor dependiente de la irregularidad en altura, debe verificarse.

Si la edificación presentase más de un sistema estructural, se deberá tomar el menor valor de  $R_0$ .

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción $R_s$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada</b>	3
<b>Madera</b>	7(**)
(*) Estos coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.	
(**) Para diseño por esfuerzos admisibles.	

Figura 14. Factor de Reducción. Fuente: E.030 (2018).

- **Factor de Amplificación Sísmica o Coeficiente Sísmico (C):** "Este factor se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo" (E.030, 2018, Artículo 14). Para obtener este coeficiente es necesario ubicarlo en una de las siguientes 3 condiciones, representadas en la **Ecuación 31**, **Ecuación 32** y **Ecuación 33**:

$$\text{Si: } T < T_p, \quad C = 2.5 \quad (31)$$

$$\text{Si: } T_p < T < T_l, \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right) \quad (32)$$

$$\text{Si: } T > T_l, \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p \cdot T_l}{T^2} \right) \quad (33)$$

Donde:

- $T_p$ : Periodo que define la plataforma del factor C.
- $T_l$ : Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.
- $h_n$ : Altura total del edificio.
- $C_t$ : Coeficiente para estimar el periodo fundamental, según Artículo 28 de la E.030 (2018).
- $T$ : Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático, o periodo de un modo en el análisis dinámico, una de las formas para obtenerlo es la siguiente:

$$T = \frac{h_n}{C_t} \quad (34)$$

La Tabla N°4 de la E.030 (2018), representada en la **Figura 15**, muestra los valores de  $T_p$  y  $T_l$  respectivamente, según el Perfil de suelo.

Tabla N° 4 PERÍODOS " $T_p$ " Y " $T_l$ "				
	Perfil de suelo			
	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$
$T_p$ (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_l$ (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Figura 15. Periodos " $T_p$ " y " $T_l$ ". Fuente: E.030 (2018).

### **2.2.9.2. Análisis Dinámico**

El Análisis Dinámico consta de una metodología que establece relaciones entre variables que corresponden a diferentes periodos de tiempo; comprende análisis de fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones.

Para el análisis dinámico se analiza las estructuras según el Artículo 29.2 de la E.030 (2018), la cual menciona usar un espectro de pseudo aceleraciones conformado por:

$$S_a = (ZUCS/R) \cdot g \quad (35)$$

Los parámetros definidos en el análisis estático siguen siendo los mismos para el análisis dinámico; "g" se define como la aceleración de la gravedad. Debido al espectro mencionado anteriormente, existe diferencia entre la cortante estática y dinámica. El Artículo 29.4 de la E.030 (2018) menciona que la cortante dinámica en edificaciones regulares debe ser como mínimo el 80 % de la cortante estática y para edificaciones irregulares mínimo el 90 %.

### **2.2.10. Diseño sísmico de estructuras**

Al darse un movimiento sísmico, el suelo transmite su movimiento al edificio (estructura). La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo. Por efectos de la inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente, ésta masa se opone a seguir el movimiento de su base, es entonces que se generan fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura. Lo mencionado anteriormente, viene a ser un problema dinámico debido a la irregularidad del movimiento del suelo y la complejidad de los sistemas constituidos por las edificaciones. Para el análisis de edificaciones, se requiere de grandes simplificaciones en el uso de ecuaciones (Bazán & Meli, 2002, p.29).

Los reglamentos modernos de diseño sísmico, en su mayoría establecen como objetivos, evitar el colapso de la edificación, pero aceptan cierto límite de daño ante un sismo



excepcionalmente severo. Ante sismos moderados, la estructura no debe presentar daños (Bazán & Meli, 2002, p.38).

Las etapas que el diseño sísmico de una edificación comprende, de forma simple y poco especificada, vienen a ser las siguientes (Bazán & Meli, 2002, p.40):

- Definición de la acción de diseño.
- Selección de un sistema estructural adecuado y predimensionamiento.
- Cálculo de la respuesta estructural.
- Dimensionamiento (secciones definitivas) y detallado de la estructura.

### ***2.2.11. Respuesta sísmica de estructuras***

La respuesta sísmica de estructuras comprende una serie de parámetros que tal y como se expresa, se refieren a cómo responde la estructura ante un sismo, en cierto modo puede entenderse como un término explícito; sin embargo, en investigaciones referentes, los parámetros que comprende esta respuesta en ocasiones se encuentran implícitos. Según Gutiérrez et al. (2017), son parámetros influyentes en la respuesta sísmica: la aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo. El espectro de respuesta es una gráfica de la respuesta máxima de la estructura; es decir, una herramienta para estudiar la respuesta sísmica dinámica.

Proaño & Zavala (2003), realizan una investigación sobre la respuesta sísmica de estructuras, determinando dos puntos: El Índice de Daño y Máxima Pérdida Probable, éstos puntos son evaluados generalmente en informes de riesgo. En Barbat A.H. (2014), referente a la evaluación de vulnerabilidad en edificios se menciona la necesidad de contar con índices que reflejen el daño ocasionado por el sismo para cuantificar la respuesta en el edificio. “Los índices de daño sísmico global son una medida del estado de deterioro de la estructura y se obtienen mediante la simulación numérica de las estructuras sometidas a cargas horizontales [...]” (p.27, 28).

Para Dolce et al. (1994), los índices de daño o indicadores de daño, pueden involucrar una o más variables, tales como: deformaciones, rotaciones, desplazamientos, curvaturas, energía, entre otros. Los índices de daño globales surgen a partir de índices locales, los cuales generalmente abarcan las fuerzas y deformaciones de elementos. Las fuerzas internas (cortantes y momentos) producen esfuerzos internos en los elementos, y los desplazamientos laterales son producidos por casos y/o combinaciones que consideran la fuerza sísmica en la estructura.

Es importante entender que el comportamiento sísmico no se encuentra influenciado solamente por la respuesta de la superestructura. La cimentación y el suelo son factores importantes que no son considerados en conjunto en análisis normativos. Generalmente se supone que la base de la estructura se encuentra empotrada; es decir, restringida contra traslación y rotación, esto puede ser lógico o aproximado en suelos relativamente rígidos. Sin embargo, en suelos flexibles sería preferente y/o de mayor aproximación no considerar una base empotrada. Rodríguez, et al. (2017) menciona que “el incremento en el periodo de vibración y razón de amortiguamiento de una estructura permite suponer que la ISE disminuye la respuesta sísmica en algunos casos” (p. 19); por lo tanto, considerar la ISE resulta de utilidad.

#### **2.2.11.1. Desplazamientos laterales**

Desplazamiento lateral es la longitud entre la posición inicial y la nueva posición del elemento al ser sometido a cargas laterales tales como el sismo. Éstos desplazamientos son de gran importancia en el análisis de estructuras, debido a que es necesario controlar su no excedencia, la cual se menciona en la E.030 (2018), referente a las distorsiones o derivas. Las derivas elásticas se obtienen de dividir el desplazamiento lateral correspondientes del entrepiso con la altura del piso en mención; y a su vez, para obtener la deriva inelástica, es necesario multiplicar la deriva elástica por un coeficiente dependiente de la regularidad de la estructura y el Coeficiente de Reducción R el cual es dependiente del sistema estructural.

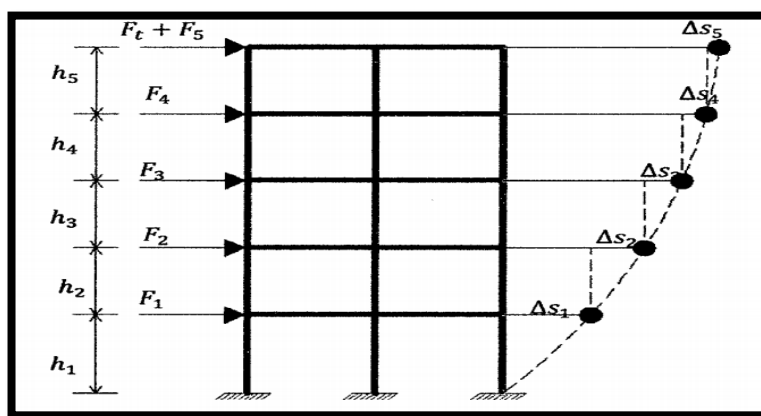


Figura 16. Representación de fuerzas laterales, desplazamientos laterales y derivas. Fuente: Romero (2014).

La distorsión de entrepiso o derivas, según la Tabla 11 de la E.030 (2018), no debe exceder al valor de 0.007 para un material de concreto armado.

Si la estructura presenta desplazamientos no permisibles según la norma, será necesario reforzarla mediante muros de corte o algún otro tipo de sistema, o en casos mayores cambiar su configuración.

<p>Tabla N° 11</p> <p>LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO</p>	
Material Predominante	$(\Delta_i / h_{ei})$
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial son establecidos por el proyectista, pero en ningún caso exceden el doble de los valores de esta Tabla.

Figura 17. Límites para la distorsión de entrepiso. Fuente: E.030 (2018).

#### 2.2.11.2. Esfuerzos Internos

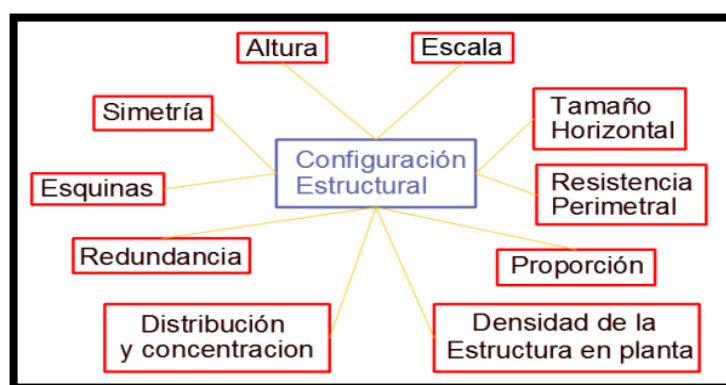
Los esfuerzos internos son producidos por las fuerzas que actúan sobre una determinada área transversal, los cuales vienen a ser: Fuerza Axial, Fuerza Cortante y Momento Flector.

- Fuerza Axial: Fuerza paralela al eje longitudinal del elemento.

- Fuerza Cortante: Fuerza perpendicular a la sección transversal del elemento.
- Momento Flector: Momento de fuerza resultante de la distribución de tensiones en una sección transversal, perpendicular al eje longitudinal a lo largo del eje en el que se produce la flexión.

### 2.2.12. Configuración estructural

Janampa (2016), menciona que la estructuración tiene como principios básicos: simplicidad, simetría en planta y regularidad en elevación. Las estructuras más simples tienen una mayor posibilidad de soportar los sismos. Muchos daños graves o colapso de estructuras son debido a fallas de configuración. A pesar de que especialistas en el campo de la sismología han reconocido que la configuración es fundamental, es muy difícil reducir el tema a un conjunto simple de especificaciones dadas en un reglamento, debido a la gran variedad de configuraciones que se pueden dar. Existen muchos factores en diferente medida, que modifican el comportamiento de edificaciones ante un sismo. Estos factores son representados en el esquema mostrado en la **Figura 18** (p. 12-14).



*Figura 18. Aspectos considerados para una buena configuración estructural. Fuente: Janampa (2016).*

### 2.2.13. Irregularidades

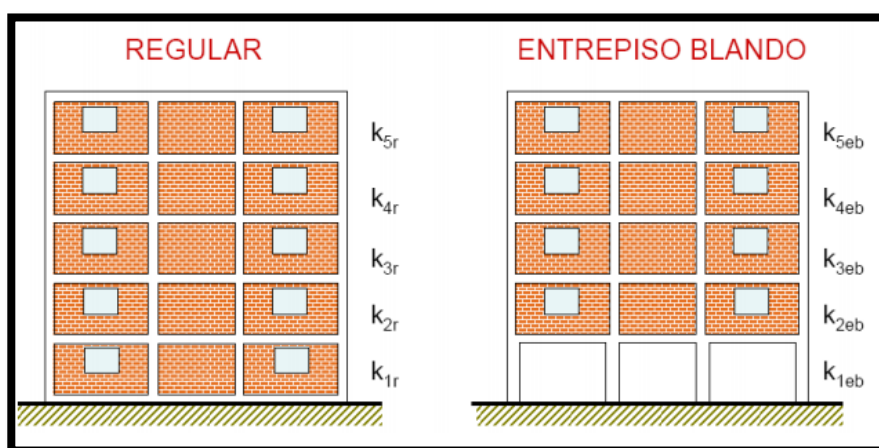
Las estructuras se clasifican en estructuras regulares e irregulares. Una estructura irregular posee una configuración discontinua o su sistema o sistemas resistentes presentan

discontinuidades. Referente al tema, discontinuidad viene a ser entendido como algo que no se repite (no simétrico) o algo interrumpido (sistemas estructurales interrumpidos).

Las irregularidades que pueden darse en una edificación, a su vez se clasifican en: irregularidades estructurales en planta e irregularidades estructurales en altura. El Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 (2018) Diseño Sismorresistente, **Tabla 8** y **Tabla 9**, menciona y especifica las irregularidades en planta y en altura respectivamente.

#### **2.2.14. Irregularidad de Piso blando**

La irregularidad de piso blando se encuentra entre las que conforman las irregularidades de altura en una edificación. Un piso blando puede definirse como aquel entrepiso que posee un aminoramiento en su rigidez lateral con respecto a sus pisos subyacentes y adyacentes, existen diferencias en los modos de vibrar de la estructura y su respuesta general, en comparación con una estructura regular en altura (Fernández, 2007). Actualmente se mide según la Tabla 8 de la E.030 (2018).



*Figura 19. Representación de edificación regular y edificación con piso blando. Fuente: Miranda (2005).*

##### **2.2.14.1. Problemática del piso blando.**

Una edificación con irregularidad en piso blando es una problemática que afecta a los elementos estructurales, dejando éstos de funcionar de forma satisfactoria (Kaminetzky, 1991).

El piso blando presente en la primera planta ha sido identificado y su problemática plasmada en textos por diferentes autores desde ya hace muchos años. El libro titulado: *"Earthquake Damage and Earthquake Insurance"* (1932), el cual es una de las muchas publicaciones del ingeniero civil Jhon Ripley Freeman, presenta los daños en un edificio con piso blando en su primera planta, sucedido el año 1925 en el terremoto de Santa Bárbara, California (Díaz, 2008). Los estudios realizados por Tena en el año 2010 datan de daños por piso blando desde hace unas cinco décadas, sus estudios también muestran que este problema es frecuente y comúnmente realizado en edificaciones, ya que en el sismo ocurrido en México en 1985, el 8 % de edificios colapsados se debieron a esta irregularidad (Hernández y Tena, 2006; Janampa, 2016, p. 2, 3).

Janampa (2016), menciona que el hecho de que exista este problema especialmente en la planta baja, representa una gran amenaza para la edificación. Hanson y Degenkolb (1975), establecen que si existe una sola zona de debilidad presente en la ruta de transmisión de fuerzas o un repentino cambio de rigidez, entonces existe una zona de peligro. Añadido a esto, si una estructura posee una parte mucho más flexible bajo una parte rígida, la mayoría de la absorción de energía se concentra en la parte flexible (p. 2, 7).

La presencia de edificios con piso blando es común en medios urbanos, es decir propios de la ciudad y viene acrecentándose por la demanda de espacios. En estas edificaciones, generalmente su primera planta es designada a estacionamientos, negocios, entre otros. La edificación, generalmente de concreto armado se conforma en su mayoría por pórticos (columnas y vigas), y con poca presencia de muros en la planta en mención. Los niveles superiores, generalmente destinados a viviendas, cuentan con una regular o gran cantidad de muros por fines estructurales o por división de espacios. Lo anteriormente descrito genera que tanto la rigidez como la resistencia de niveles superiores sean mayores en comparación con su primera planta.



*Figura 20. Edificación con primer piso blando. Fuente: San Bartolomé (2010).*

Esta problemática está relacionada a una pobre concepción estructural sismorresistente. Es importante la aplicación de criterios adecuados, surgidos desde la experiencia y sensibilidad de la parte coordinadora del proyecto, interviniendo arquitectura e ingeniería estructural. Lo ideal es lograr una configuración sin irregularidades o con las menores posibles para lograr una estabilidad estructural idónea.

La configuración de piso blando viene a ser una práctica común entre arquitectos, con el objetivo de obtener espacios mayores y con mayor disponibilidad en la parte baja del edificio (Fernández, 2007, p. 2).

Antiguamente se creyó que el piso blando era un problema únicamente en edificaciones que lo consideraban en su primer nivel; sin embargo, los efectos también surgen cuando las edificaciones tienen esta configuración en sus niveles intermedios (Janampa, 2016).

#### **2.2.14.2. Causas que generan el piso blando en edificaciones**

Uno de los principios básicos que deberían tener las edificaciones es que éstas presenten una simetría tanto en su forma como en su volumen, puede existir una cierta configuración cuadrada, circular u ovalada en la forma de la distribución en planta, más su elevación debe

presentar una regularidad, y esta debe ser lo más próximo a la rectangularidad de la edificación (Páez, Zavala & Rodríguez, 2017, p.61).

La reducción de la rigidez y resistencia ocasiona pisos blandos y/o también pisos débiles. Las siguientes, son las causas a las que se debe esta reducción (Hernández & Tena, 2016; FEMA, 2006):

- Un entrepiso con mayor altura respecto a sus superiores.
- Discontinuidad en la trayectoria de cargas, debida a un cambio vertical u horizontal en la estructura: interrupción de columnas con respecto a entrepisos superiores e interrupción de muros estructurales (muros de cote).
- Mayor cantidad de muros estructurales o de mampostería en pisos superiores.



*Figura 21. Causas generadoras de piso blando. Fuente: Granizo (2013).*

Otros factores que pueden influenciar en el daño y colapso o que pueden agravar la situación de una edificación por piso blando, según menciona Brito (2013) son los siguientes:

- Irregularidad en carga vertical y/o irregularidad de masa.
- Relación viga-columna.
- Interacción tabique-pórtico.



### 2.2.14.3. Consecuencias en edificaciones con piso blando

Entre las consecuencias que se generan por un piso blando se tiene las siguientes (Jean & Hernández 2003; SMIE, 2008, p. 24, 26):

- Incremento en la demanda de desplazamiento lateral global en la estructura. En estudios referentes se halló incrementos del doble, triple o incluso más del quíntuple en deformación global.
- Concentración de la demanda de desplazamiento lateral en el entrepiso blando, causándole deformaciones inelásticas.
- La demanda global de estructuras de periodo corto (menor a un segundo) se incrementa aún más con un comportamiento inelástico.
- Además de la no linealidad del material, se puede causar no linealidades geométricas debido a grandes deformaciones laterales actuando a su vez con la carga axial.

A continuación se presentan algunos casos de edificaciones, las cuales ante sismos presentaron daños severos o colapsos debidos a la irregularidad de piso blando en primer nivel:

- Daños severos en una edificación, ocurrido en el terremoto de Managua, Nicaragua, año 2000.



*Figura 22. Daños severos en edificación con piso blando. Fuente: San Bartolomé (2010).*

- Hospital Olive View: Presentó daños severos, la estructura alcanzó desplazamientos laterales de hasta 60 cm en su primer nivel debido a la irregularidad de piso blando, el hecho ocurrió en el terremoto de San Fernando, Estados Unidos, año 1971.



*Figura 23. Daños severos en edificación con piso blando. Fuente: Páez, Zavala y Rodríguez (2017).*

La estructura con piso blando también puede generar daños debido a que elementos estructurales ceden a cargas o fallan no en el preciso momento sino posteriormente.

#### **2.2.14.4. Comportamiento del piso blando ante un sismo**

Analizando el comportamiento de las estructuras durante sismos, la diferencia de rigideces genera desplazamientos en el nivel con piso blando. Si se añaden los momentos debido a la carga vertical transmitidas por niveles superiores más rígidos (efectos de segundo orden), los cuales en ocasiones no han sido previstos en el diseño de las columnas, la demanda adicional de carga contribuye a que la capacidad de los elementos estructurales se exceda, pudiendo provocar el colapso de la estructura (Hernández & Tena, 2016).

“Cuando el piso blando se encuentra en la planta baja, los momentos en la base de las columnas de esa planta son superiores a los de todas las demás columnas de la estructura” (Hernández & Tena, 2016, p.55-56). Esto genera que durante un movimiento sísmico, los niveles superiores al primero se comporten como un cuerpo rígido, el cual se mueve y transmite a los elementos estructurales del primer nivel todas las fuerzas laterales que debe soportar el edificio. La edificación puede experimentar daño estructural severo, que generase articulaciones plásticas indeseables y eventualmente el colapso. Por lo tanto, los muros son un factor importante a considerar en el análisis de edificios, en especial para aquellos con problema

de piso blando. El análisis de muros divisores (tabiquería) pudiese ser más riguroso y no como generalmente se hace en la práctica, ignorando los muros divisores de sus pisos superiores en la elaboración del modelo matemático (Hernández & Tena, 2016).

El problema de piso blando se considera una falla frágil y poco redundante (el piso no cuenta con elementos que puedan brindar un soporte adicional ante fuerzas), el entrepiso que presente el problema mencionado anteriormente será el primero o el único en tener deformaciones inelásticas. La estructura podría experimentar un colapso súbito; sin embargo, puede existir el caso en el que el daño sea parcial pero el hecho de que las llamadas articulaciones plásticas se concentren en los elementos verticales que son transmisores de carga a su cimentación, colocaría en una situación difícil la posibilidad de reparación de elementos en la estructura (Hernández & Tena, 2016; Tena-Colunga, 2010).

San Bartolomé (2010) establece que: Muchas veces se diseñan a las columnas del “Piso Blando” para soportar los momentos flectores generados por la fuerza sísmica ( $m(F)$  o llamado “análisis de primer orden”), obviando a los producidos por el desplazamiento lateral  $m(\Delta)$ . Con lo mencionado, durante el sismo, el momento flector actuante ( $M = m(F) + m(\Delta)$ ) supera a la capacidad resistente ( $m(F)$ ), dando lugar a la formación de rótulas en los extremos de las columnas del “Piso Blando”, lo que conduce a una mayor flexibilización del piso en mención (incremento de  $\Delta$ ), ocurriendo finalmente el colapso de la edificación (p.2).

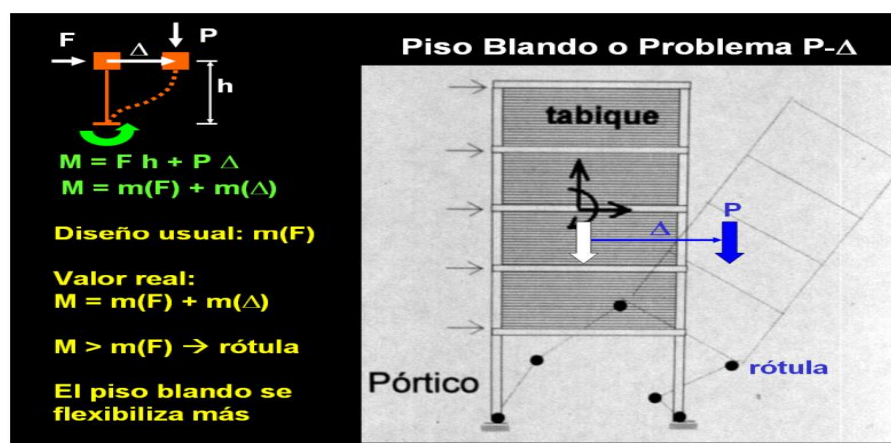


Figura 24. Comportamiento de edificación con piso blando. Fuente: San Bartolomé (2010).

Se puede entender que hay un momento adicional denominado ( $\Delta$ ), dicho momento surge cuando el sismo es de gran intensidad, es entonces cuando se produce un desplazamiento lateral fuerte, a su vez la carga axial de pisos superiores adquiere mayor relevancia, por lo cual se ejerce una presión exhaustiva sobre el primer piso con un momento incrementado que debe ser equilibrado para evitar el colapso. La edificación tiene una flexibilización alta en su primer nivel (considerando que fuera éste el que presenta el problema), teniendo varias rótulas.

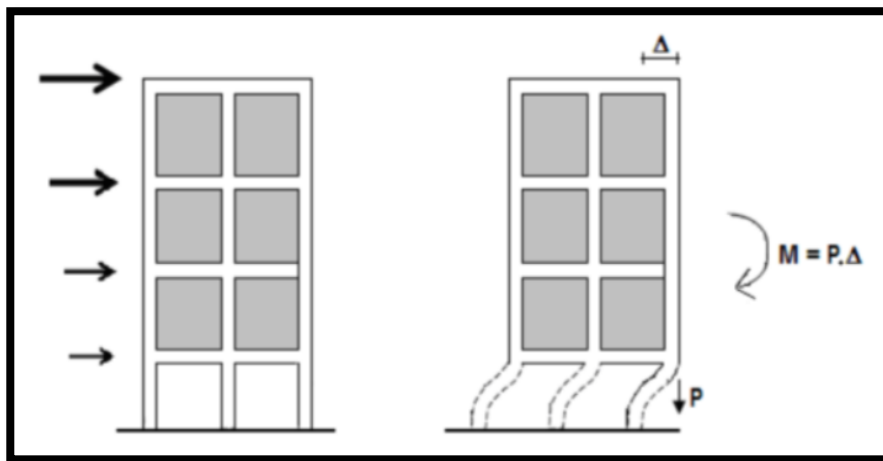


Figura 25. Efecto producido en edificación con piso blando. Fuente: Páez, Zavala y Rodríguez (2017).

En una edificación construida considerando la interacción suelo-estructura puede también, debido al sismo y a propiedades del suelo, comprenderse que existe un exceso de esfuerzo que provoca directamente la rotura en cabeza de columna, por los excesivos desplazamientos laterales (Páez, Zavala & Rodríguez, 2016).

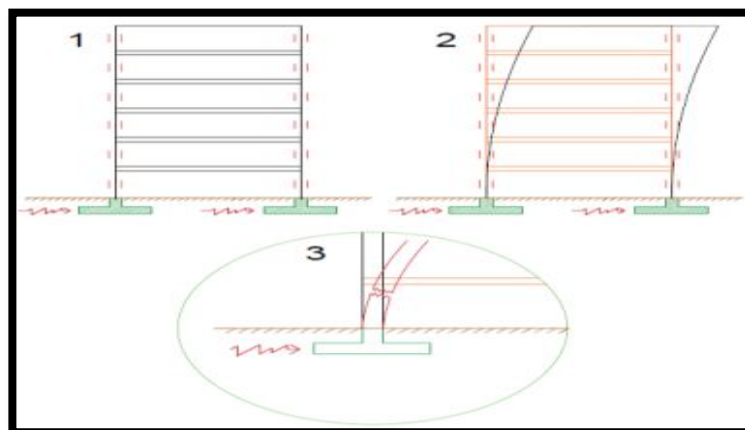


Figura 26. Posible comportamiento de una edificación con piso blando. Fuente: Páez, Zavala y Rodríguez (2017).

#### 2.2.14.5. Normativa de Irregularidad de Piso Blando

La E.030 (2018), Artículo 17, en la Tabla N°8 Irregularidades estructurales en altura, describe la Irregularidad de Rigidez-Piso Blando y la Irregularidad Extrema de Rigidez, de la siguiente manera:

- Irregularidad de Rigidez-Piso Blando. Existe irregularidad de rigidez cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 70 % de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior o es menor que 80 % de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.

Factor de irregularidad  $I_a = 0.75$ .

- Irregularidad Extrema de Rigidez. Existe irregularidad extrema de rigidez cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 60 % de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior o es menor que 70 % de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.

Factor de Irregularidad  $I_a = 0.50$ .

Los Factores de Irregularidad para los casos de irregularidad por falta de rigidez mencionados anteriormente, son reemplazados según la **Ecuación 30**.

#### 2.2.14.6. Aspectos no considerados en la normativa de Piso Blando

A pesar de que el problema de piso blando lleva ya muchos años de ser determinado como una importante deficiencia que causa colapsos en edificaciones, Miranda (2005) refiere al problema de piso blando como una cuestión sin la debida atención en el proceso de análisis y diseño estructural, ni en libros especializados en el tema estructural o sísmico.

La Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE) menciona en el capítulo doce de su libro titulado: *"Guía para el análisis de estructuras de mampostería"* (2008), aspectos en los cuales los reglamentos de construcción no se enfocan. La normativa peruana actual aún comparte la misma falta de consideración en aspectos referentes al piso blando descritos por la SMIE (2008), los cuales se mencionan a continuación (p. 129):

- a. El factor incremental es aplicado a toda la estructura; sin embargo, este debiera de ser acorde a la rigidez y resistencia de cada piso.
- b. El factor incremental no hace diferencias respecto al número de pisos que pueda tener la edificación. Edificaciones bajas y altas tienen la misma consideración.

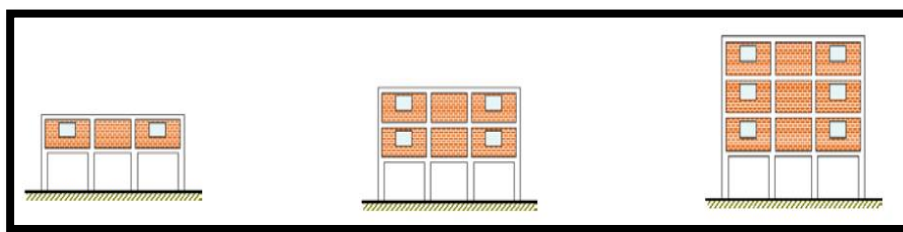


Figura 27. Edificaciones de diferentes alturas con primer piso blando. Fuente: Miranda (2005).

- c. El factor incremental no hace diferencias respecto a la ubicación del entrepiso blando en el edificio.

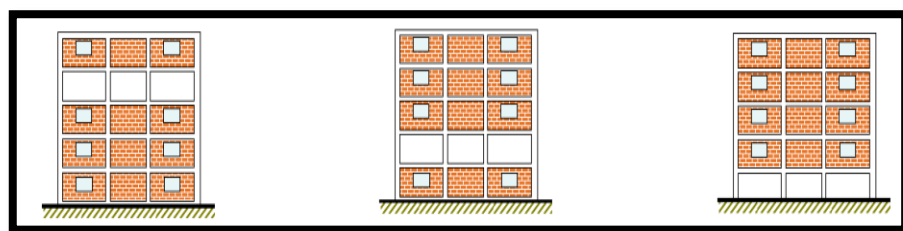


Figura 28. Edificaciones con piso blando en diferentes niveles. Fuente: Miranda (2005).

#### 2.2.14.7. Recomendaciones para evitar fallas por piso blando

Para evitar fallas por piso blando, especialmente controlando desplazamientos excesivos, Jean & Hernández (2003) dan a conocer las siguientes recomendaciones para en lo posible dar solución al problema:

- “Estimar lo mejor posible la deformación lateral” (p.16).
- En lo posible, darle al entrepiso blando una mayor cantidad de deformación, lógicamente controlada, mediante los siguientes puntos: evitar fallas frágiles, otorgándole a la estructura capacidad a cortante; realizar diseño por capacidad de muros, columnas y vigas; incrementar la capacidad de rotación de los elementos con fluencia por flexión; el número de estribos puede incrementarse o pueden utilizarse columnas zunchadas, y en muros se puede disminuir la separación del refuerzo horizontal.
- Considerar todas las posibles fuentes de rigidez y sobre resistencia. Es fundamental el conocimiento correcto de las propiedades mecánicas de los elementos estructurales.
- Evitar que la edificación posea columnas cortas.
- En cuanto sea permitido por el proyecto arquitectónico aumentar la cantidad de elementos estructurales en el entrepiso blando (p.16, 17).

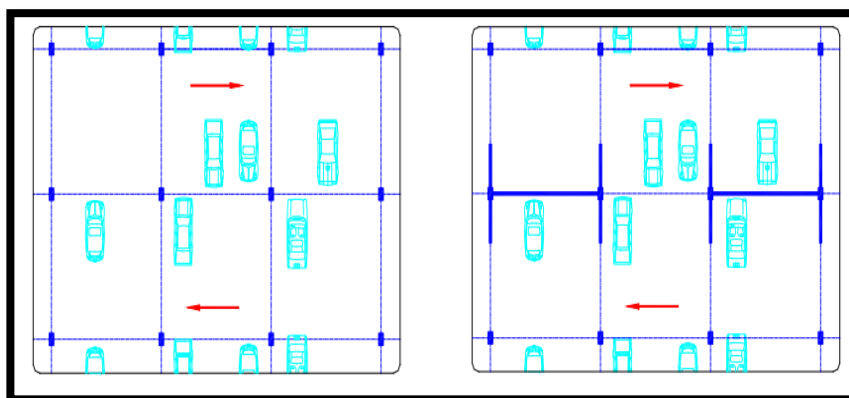


Figura 29. Propuesta arquitectónica para solucionar el problema de piso blando en estacionamientos. Fuente: Jean y Cesín (2013).

San Bartolomé (2010) menciona como una solución ideal en edificios que presentan piso blando en su primer nivel debido al uso de estacionamiento, designar espacios fuera de la edificación, de esta manera no se tendría la necesidad de tener espacios grandes libres de elementos portantes y existiría una mayor distribución de muros continuos que aporten rigidez.

Algunas soluciones mencionadas por Granizo (2013), las cuales obtuvo de FEMA (2006) se muestran a continuación, empezando por:

- “Evitar en lo posible la diferencia de alturas entre pisos” (Granizo, 2013, p.120).

Es importante que los entrepisos tengan la misma altura. Esto influye también en las soluciones, ya que los muros de corte son dependientes de la rigidez de la edificación y proporcionarán rigidez en el primer piso; sin embargo, aumentará la rigidez en pisos superiores y el problema seguirá presente.

La diferencia de altura es un factor crítico; por tanto, las alturas de pisos deben ser en lo posible similares para poder dar solución.

Granizo (2013) menciona también la siguiente solución de refuerzo en el primer piso: “Rigidizar el primer piso mediante cruces de San Andrés” (p.120). Arriostrar la estructura viene a ser una solución benéfica; sin embargo, es necesario considerar también aspectos constructivos, cálculos adecuados para un nuevo sistema estructural (mixto), costos, entre otros.



*Figura 30. Reforzamiento de piso blando mediante cruces de San Andrés. Fuente: Guevara (2012).*



Una solución posiblemente no factible por la necesidad de espacio, costo y diseño arquitectónico viene a ser la siguiente:

- “Añadir contrafuertes externos en las columnas” (Granizo, 2013, p.120).

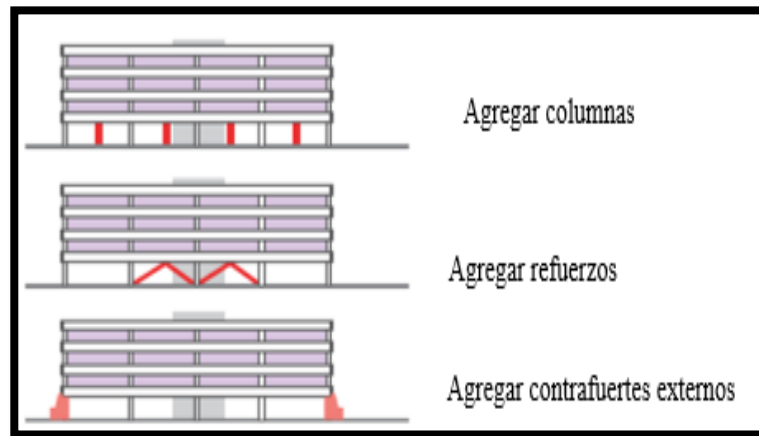


Figura 31. Propuestas para contrarrestar efectos de piso blando. Fuente: Granizo (2013).

Algunas soluciones relacionadas a la mampostería y procesos constructivos vienen a ser los siguientes:

- “Evitar la colocación de mampostería en las columnas, colocar algún material intermedio que al momento del sismo no influya como rigidizador impidiendo el desplazamiento lateral de las columnas” (Granizo, 2013, p.121).
- Utilizar elementos livianos reemplazantes de la mampostería (cuando ésta no es portante), actualmente se pueden encontrar diferentes opciones incluso a base de poliestireno para su aplicación en división de espacios (Granizo, 2013).

Para contrarrestar efectos de piso blando, también han surgido propuestas, mencionadas en estudios, que consideran aisladores y disipadores sísmicos, entre estas se encuentran:

- La presentada por Constantinou y Reinhorn (1990), que establece incluir dispositivos deslizantes de teflón en la parte superior de algunas columnas del primer piso. “Estas columnas están unidas entre sí con vigas de atado y están diseñados para llevar a una

parte importante de la carga vertical mientras que las cargas laterales son soportadas por los dispositivos deslizantes” (Romero. 2014, p.9).

- La presentada por Todorovska (1999), en la cual propone instalar “aisladores de caucho inclinados o columnas inclinadas en piso blando del primer nivel” (Romero, 2014, p.9). Como resultado se obtienen deformaciones y fuerzas inerciales menores.
- La presentada por Pinarbasi, Konstantinidis & Kelly (2007), en su investigación sobre aisladores proponen: “Utilizar aisladores de núcleo de plomo en la base de la edificación para solucionar así el problema de piso blando” (Romero, 2014, p.9).

#### **2.2.14.8. Conceptos estructurales erróneos**

Brito (2013) manifiesta que: “Antiguamente se suponía que el piso suave podría trabajar como una especie de disipador sísmico, como los aisladores de hoy en día, que permiten la transmisión de fuerzas hacia los niveles superiores no más allá de la capacidad resistente del piso suave [...]” (p.42). Efectivamente se demostró que el efecto de piso blando no puede ser utilizado como un aislador, no se puede comparar un aislador de poca altura con una columna de gran altura. La columna de gran altura está propensa a deformaciones críticas, esto y la excesiva rigidez que se puede llegar a tener en los pisos superiores son capaz de llevar al colapso a la estructura. En un inicio el efecto mencionado anteriormente puede resultar similar, pero la excesiva flexibilidad conllevará al daño.

Referente a edificaciones con presencia de interacción tabique-pórtico también se puede mencionar el concepto erróneo de suponer que muros longitudinales sean de albañilería o de concreto aportarán rigidez y resistencia suficiente a toda la edificación, esto no es correcto debido a que los muros solo proporcionan rigidez y resistencia para cargas actuando en su mismo plano (San Bartolomé, 2010).

Si bien es cierto, la colocación estratégica de tabiques portantes puede solucionar el problema, su comportamiento debe estar en el rango elástico y debe estar correctamente arriostrado. Si el tabique llega a fallar (volcamiento, trituramiento, fallas por concentración de esfuerzos en esquinas, entre otras), tal y como se ha observado en edificaciones que tenían tabiques que soportaban grandes cargas, la edificación puede colapsar.

#### **2.2.15. Interacción Dinámica Suelo Estructura**

##### **2.2.15.1. Investigación de la Interacción Dinámica Suelo Estructura**

El tema de interacción suelo-estructura, es un tema que últimamente ha adquirido mayor importancia; por ende, cada vez se realizan mayor cantidad de investigaciones; sin embargo, este ya ha venido estudiándose desde hace varias décadas. El tema es más estudiado en países europeos, como ejemplo está que ha sido tratado en un nivel intermedio por la norma rusa SNIP II-7-81 (Villarreal, p. 9). El tema también se ha venido estudiando en Perú desde hace ya varias décadas., un claro ejemplo es la tesis presentada por el ingeniero Ricardo Santos, de la Universidad Nacional de Ingeniería, denominada: *"Influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta de estructuras sometidas a fuerzas laterales sísmicas"*, en el año 1974. La gran ventaja, claramente, es el avance tecnológico con el cual hoy en día se puede contar. Posteriormente uno de los mayores investigadores peruanos al respecto, es el ingeniero Genner Villarreal, quien ha desarrollado diversas obras maestras referentes al tema.

Villarreal (2009, p.11) menciona diferencias entre un modelo físico real (el cual sería un modelo adecuado) y un modelo normativo, entre ellas se encuentra: "En el modelo físico el edificio vibra junto con el suelo de fundación. El límite entre el modelo y el medio externo, sucede en el suelo de fundación y será mayor la influencia cuando el suelo sea blando y la edificación rígida". El modelo normativo realizado para el análisis de edificios no refleja el trabajo real que surge en ellos ante el sismo. La diferencia fundamental es: "En el modelo de

cálculo normativo no existe el suelo de fundación. El modelo está orientado solo a describir el trabajo de la edificación. La base de fundación se toma como un medio externo absolutamente rígido [...], en la cual la cimentación está empotrada en la base" (p.11).

Una orientación próxima a métodos ingenieriles está relacionada con parámetros de rigidez de la cimentación de la estructura. Los parámetros de rigidez se determinan en base a investigaciones experimentales o procesos teórico-experimentales, los cuales toman en cuenta el carácter ondulatorio de la acción del sismo (Villarreal, 2009).

La interacción suelo-estructura es un tema abierto en investigación, si bien es cierto investigaciones actuales han resuelto varios aspectos del problema, Villarreal (2009) indica que: "En la actualidad este problema aún está lejos de su verdadera formulación, ya que su modelo matemático correcto tiene un sinnúmero de espectros de solución" (p.9).

#### **2.2.15.2. Definición y argumentación de interacción suelo-estructura**

Según Avilés & Pérez (2004), "La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos inerciales producidos entre la estructura y el suelo como resultado de la deformabilidad de ste ante excitación sísmica. La interacción modifica las propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura supuesta con base indeformable como por ejemplo el periodo fundamental, así como las características del movimiento del suelo en la vecindad de la cimentación" (p.1-2). Es llamada también interacción sísmica suelo-estructura o simplemente interacción suelo-estructura.

Considerar el análisis suelo-estructura para una edificación, modifica la respuesta estructural, acrecentando resultados o aminorándolos en comparación a los que tendría si el análisis mencionado no se le realiza. Una edificación diseñada sin un análisis de interacción suelo-estructura es una edificación por una parte y en ocasiones conservadora debido a que al

diseñarla considerando éste análisis, la estructura podría reducir esfuerzos; sin embargo, el aumento de desplazamientos conllevaría a proponer un necesario refuerzo de la estructura.

Los efectos que genera la interacción suelo-estructura pueden variar, en ocasiones éstos pueden resultar favorables, como también existirán ocasiones en las que los resultados serán negativos. La posición del periodo de la estructura con respecto al pico en el espectro de respuestas es un factor del que los resultados dependen (Gamarra, 2014).

Es necesario distinguir los siguientes efectos, los cuales permiten visualizar las variaciones que da el suelo en la respuesta sísmica (Wolf, 2011).

- Las ondas sísmicas son modificadas de acuerdo a las capas de suelo. La amplificación de ondas aumenta desplazamientos horizontales. Por lo tanto, la respuesta de campo libre es modificada.
- La cimentación (considerando su participación en el análisis), es más deformable que el suelo; por lo tanto, ante el sismo esta experimenta desplazamiento horizontal y una componente de cabeceo. El movimiento del cuerpo rígido (cimentación) termina en aceleraciones que irán variando respecto a la altura del edificio, el edificio se somete entonces a fuerzas inerciales. Si no se considera la interacción suelo-estructura, es decir que la base es considerada empotrada y el suelo no tiene participación, las aceleraciones se comprenden como un comportamiento distinto. Por lo tanto, la cimentación modifica el movimiento dado en la base, actúa como un filtrador de componentes de alta frecuencia de la excitación.
- La aplicación de fuerzas inerciales en la estructura, resultarán en un momento de volteo y un cortante transversal en la base. Esto causará deformación en el suelo y volverá a modificar el movimiento en el sistema completo.

### 2.2.15.3. Esquema de cálculo en edificaciones con zapatas aisladas considerando la interacción suelo-estructura

“Para aclarar las principales dificultades, que surgen en la formulación de tal problema, es necesario analizar el problema más sencillo de interacción suelo-estructura, el de péndulo invertido con masas puntuales a nivel de entrepisos (Villarreal, 2009, p.24).

La siguiente figura, muestra dos casos. El primer caso (a), muestra un esquema sin considerar la interacción suelo-estructura. El segundo caso (b) muestra un esquema que considera la interacción suelo-estructura, en éste se admite en la base de fundación la concepción de flexibilidad elástica. Los esquemas mostrados son correspondientes a una cimentación zapata aislada-superestructura, en el segundo caso, “c” viene a ser el ancho de esta cimentación (Villarreal, 2009).

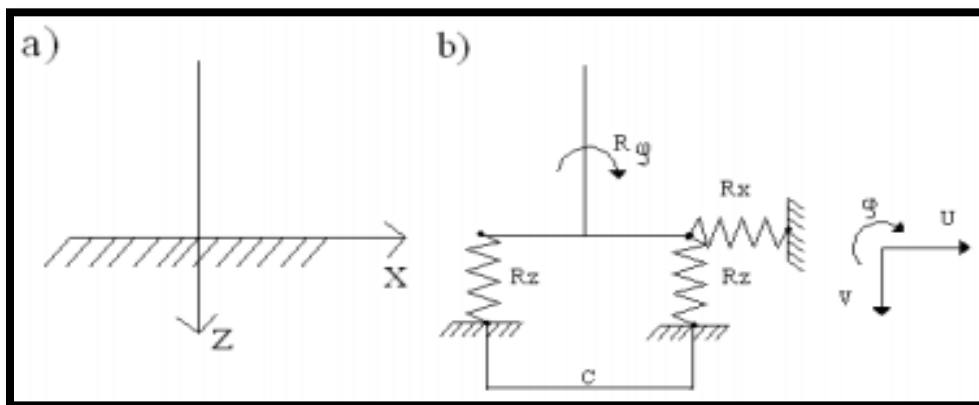


Figura 32. Esquemas de cálculo de las condiciones de fijación de estructura tipo péndulo invertido. a). Esquema tradicional. b). Esquema considerando la flexibilidad de la base de fundación. Fuente: Villarreal (2009).

La cimentación es analizada como un cuerpo rígido, se desprecia la flexibilidad de la zapata y se utiliza un trecho rígido que va desde el eje de la columna hacia los bordes de la zapata para cada dirección. Para idealizar el comportamiento del suelo, se colocan resortes y amortiguadores dentro del tramo (Villarreal, 2009). La **Figura 33** muestra un esquema espacial, representando la concepción del modelo dinámico.

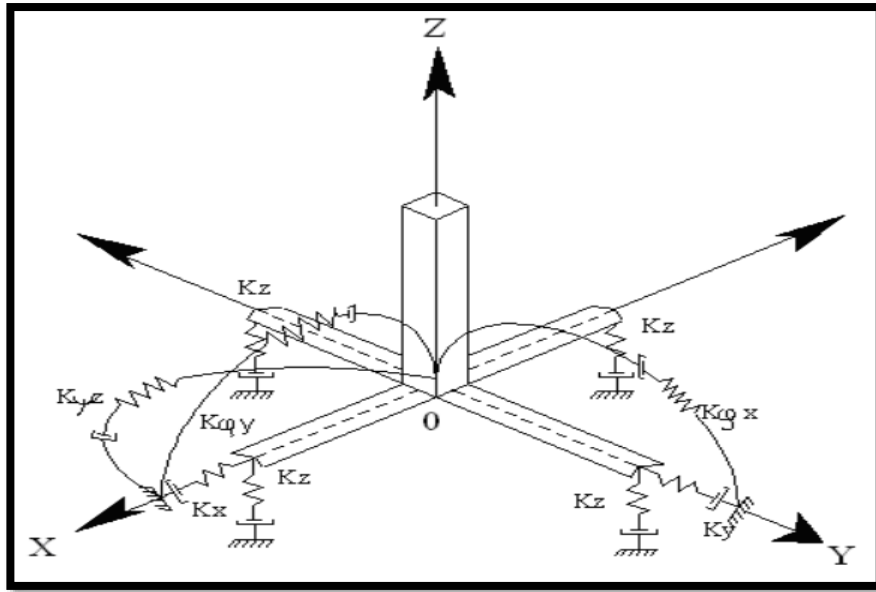


Figura 33. Esquema espacial de cálculo de cimentación tipo zapata aislada considerando la interacción del suelo. Fuente: Villarreal (2009).

#### 2.2.15.4. Componentes en el modelo de estudio

Un análisis de edificación con una formulación tradicional de cálculo considera el empotramiento perfecto de columnas con su cimentación. Para que el comportamiento de la estructura sea lo más próximo a lo real, es necesario fijar diferentes condiciones de frontera. Existen diferentes modelos dinámicos para realizar un análisis suelo-estructura. Se requiere un cálculo que abarque el campo de la mecánica del cuerpo sólido y un análisis dinámico para considerar la interacción del suelo, teniendo así un análisis íntegro de la edificación, esto es lo que la formulación con interacción suelo-estructura plantea (Villarreal, 2009, citado en Aquino & Rodríguez, 2015). Para un análisis con base flexible, según lo mostrado en el esquema espacial de la **Figura 33**, debe considerarse los siguientes coeficientes de rigidez:

- $K_z$ , = Coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme.
- $K_x$ ,  $K_y$  = Coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme.
- $K_{\phi x}$ ,  $K_{\phi y}$  = Coeficientes de rigidez de compresión no uniforme.
- $K_{\phi z}$ , = Coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme.

### 2.2.15.5. Modelo dinámico de D.D. Barkan – O.A. Savinov

El modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov es un modelo teórico-experimental. El método incluye la interacción de la cimentación con la base de fundación en forma de proceso establecido de vibraciones forzadas. En el año 1948, el científico ruso D.D. Barkán propuso expresiones considerando 5 coeficientes de rigidez, restringiendo la rotación en el eje Z. Las expresiones propuestas son las siguientes:

$$K_z = C_z A \quad (36)$$

$$K_y = C_y A \quad (37)$$

$$K_x = C_x A \quad (38)$$

$$K_{\phi x} = C_{\phi x} I_x \quad (39)$$

$$K_{\phi y} = C_{\phi y} I_y \quad (40)$$

Donde:

- $C_z, C_\phi$  = Coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme.
- $C_x$  = Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme.
- $A$  = Área de la base de la cimentación.
- $I$  = Momento de inercia de la base de cimentación respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración.

Los coeficientes  $C_z, C_x, C_\phi$ , no dependen únicamente de las propiedades elásticas del suelo sino también de otros factores, siendo necesario analizarlos como ciertas características generalizadas de la base de fundación (Villarreal 2009).



Villarreal (2009), con el propósito de obtener fórmulas de cálculo para los coeficientes  $C_z$ ,  $C_x$ ,  $C_\varphi$ , analizó el modelo del semiespacio elástico isotrópico con poco peso y el modelo M.M. Filonenko-Borodich; obteniendo las siguientes expresiones:

$$C_z = \chi_z \cdot \frac{E}{1 - \mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (41)$$

$$C_x = \chi_x \cdot \frac{E}{(1 + \chi_x \mu)(1 + \mu)} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (42)$$

$$C_\varphi = \chi_\varphi \cdot \frac{E}{1 - \mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (43)$$

Donde:

$\chi_z$ ,  $\chi_x$ ,  $\chi_\varphi$  = Coeficientes dependientes de la relación de las dimensiones de la base de la cimentación.

$\mu$  = Coeficiente de Poisson.

Villarreal (2009), manifiesta que: "Los experimentos realizados por diversos investigadores, nos mostraron, que las fórmulas [...] nos llevan a ciertos errores, aunque estas dependencias en sentido general son cercanas a la realidad" (p.29). Villarreal menciona además las principales deficiencias que presenta el modelo, las cuales consisten en que no describe la dependencia entre los coeficientes  $C_z$ ,  $C_x$ ,  $C_\varphi$  con las dimensiones de la base de la cimentación y más importante aún, no considera las propiedades inerciales del suelo. Parte del proceso es hallar las Masas Traslacionales y Masas Rotacionales, que son dependientes de las dimensiones de las zapatas." La forma final para determinar los coeficientes de compresión y desplazamiento de la base en el modelo D.D. Barkan - O.A. Savinov es" (Villarreal, 2009, p.30):

$$C_z = C_0 \left[ 1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (44)$$

$$C_x = C_y = D_0 \left[ 1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (45)$$

$$C_{\varphi x} = C_0 \left[ 1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (46)$$

$$C_{\varphi y} = C_0 \left[ 1 + \frac{2(b+3a)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (47)$$

Donde:

- $C_0, D_0$  = Coeficientes determinados a través de experimentos realizados.
- $\rho = \rho_0$ .
- $a, b$  = Dimensiones de la cimentación en el plano.
- $\Delta$  = Coeficiente empírico asumido para cálculos prácticos igual a  $\Delta = 1\text{m}^{-1}$ .

La presión estática ( $\rho$ ) para zapatas se determina con la siguiente fórmula:

$$\rho_{\text{zapata}} = \frac{\text{Peso}_{\text{tributario de la zapata}} + \text{Peso}_{\text{zapata}}}{\text{Área}_{\text{zapata}}} \quad (48)$$

Para el coeficiente  $D_0$ , se puede utilizar la siguiente dependencia empírica:

$$D_0 = \frac{1 - \mu}{1 - 0,5\mu} \cdot C_0 \quad (49)$$

Para cálculos prácticos, es recomendado utilizar las siguientes fórmulas:

$$C_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{1 - \mu^2} \cdot 10^{-3} \cdot \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right) \quad (50)$$

$$D_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{(1 + \mu)(1 - 0,5\mu)} \cdot 10^{-3} \cdot \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right) \quad (51)$$

Donde:

$E_0$  = Módulo de elasticidad calculado experimentalmente para presión estática del suelo de 0,1 – 0,2 kg/cm<sup>2</sup>. Se puede usar los valores del coeficiente  $C_0$  cuando  $\rho_0 = 0,2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ , elegidos de acuerdo al tipo de suelo de la base de fundación (**Tabla 2**).

Tabla 2. Valores de  $C_0$ . Fuente: Villarreal (2009).

Tipo de perfil	Características de la base de fundación	Suelo	$C_0 \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$
<b>S1</b>	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ( $I_l < 0$ )	3
		Arena compacta ( $I_l < 0$ )	2.2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena densa	2.6
<b>S2</b>	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica $0.25 < I_l \leq 0.5$	2
		Arena plástica $0.25 < I_l \leq 0.5$	1.6
		Arena polvorosa medio densa y densa $e \leq 0.80$	1.4
		Arenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1.8
<b>S3</b>	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ( $0.5 < I_l \leq 0.75$ )	0.8
		Arena plástica $0.5 < I_l \leq 1$	1
		Arena polvorosa, saturada, porosa $e > 0.80$	1.2
<b>S4</b>	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda $I_l > 0.75$	0.6
		Arena movediza	0.6

#### **2.2.15.6. Variaciones producidas por el efecto dinámico de interacción suelo-estructura**

Aquino & Rodríguez (2015), hacen mención a la Norma Técnica Colombiana (NSR), en la cual se conceptualiza a la interacción suelo-estructura como un efecto. Según la NSR (2010): “Es el efecto que tienen en la respuesta estática y dinámica de la estructura las propiedades del suelo que da apoyo a la edificación, sumado a las propiedades de rigidez de la cimentación y de la estructura”.

El hecho de no tomar en cuenta la interacción suelo-estructura generalmente lleva a un análisis conservador (Espinoza, 1999). La interacción suelo-estructura producirá en la edificación, diferencias en su respuesta sísmica en lo siguiente (Aquino & Rodríguez, 2015, p.30):

- El periodo de la edificación.
- Los desplazamientos laterales.
- En la distribución de las fuerzas cortantes horizontales generadas por movimientos sísmicos, especialmente cuando exista combinación de elementos con rigideces y sistemas de apoyo distintos en la cimentación.

La interacción suelo-estructura puede también ser desfavorable ante ciertas situaciones. Las variaciones en la respuesta sísmica de la estructura dependerán del tipo de suelo de fundación y de las características de la edificación, en base a esto pueden darse variaciones significativas o similares. En gran cantidad de estudios se da una disminución de esfuerzos internos de la estructura, pero un aumento en desplazamientos.

Según Botero et al. (2004) como se citó en (Barbat A.H., 2012, p.3): “Cuando la onda sísmica atraviesa un estrato de suelo blando hace que ésta se atenúe o se amplifique respecto al suelo firme, como resultado de fenómenos de difracción múltiple”.

#### **2.2.15.7. Influencia de la interacción suelo-estructura según el suelo de fundación**

Fernández (2007) manifiesta que los valores en los cortantes considerando y no considerando la interacción suelo-estructura se van asemejando conforme se tenga un terreno más rígido, por lo que se infiere que la condición de base empotrada en este caso se va aproximando a la realidad; por otro lado, los efectos de interacción suelo-estructura aumentan conforme el contraste entre rigideces del suelo y la estructura sea mayor (p. 24).

#### **2.2.15.8. Movimiento total de un sistema estructural**

Gamarra (2014), cita a Wolf (2011), el cual define el movimiento total de un sistema estructural como la suma de movimientos, tanto de cuerpo rígido de la cimentación como del movimiento debido a la flexibilidad del suelo y los desplazamientos que se generan por la flexibilidad de la estructura (Gamarra, 2014, p.43).

#### **2.2.15.9. Resortes en la interacción suelo-estructura**

Referente a Soriano (1989), Gamarra (2014), expresa que en un comportamiento tradicional, la base de la estructura es considerada empotrada; sin embargo, para un comportamiento frente a sollicitaciones dinámicas de distintas frecuencias como las consideradas en un análisis suelo-estructura, es necesario colocar otras condiciones de análisis. De las distintas frecuencias resultan funciones de amplificación o de transferencia, las cuales considerando una primera aproximación pueden representarse por un muelle y un amortiguador (Gamarra, 2014, p.32).

"La manera más sencilla de analizar un resorte físicamente, es mediante su modelo ideal global y bajo la suposición de que éste obedece la Ley de Hooke. Se establece así la ecuación del resorte, donde se relaciona la fuerza  $F$  ejercida sobre el mismo con el

alargamiento/contracción o elongación” (Fundación Wikimedia Commons, 2014, citado en Gamarra, 2014).

#### ***2.2.16. Efectos de la interacción suelo-estructura en edificaciones con primer piso blando***

Fernández (2007), como analogía lógica manifiesta que la presencia de un primer piso flexible (piso blando), puede considerarse como un segundo estrato blando (suelo flexible) (p.4), por lo que vendría a entenderse que los efectos ISE son similares a los de piso blando; sin embargo, esto varía de acuerdo al tipo de suelo de fundación. En un caso de suelo flexible, los efectos ISE se tornan más similares a la mencionada analogía.

Fernández (2007) manifiesta que: “Los efectos ISE no dependen precisamente de la flexibilidad del suelo, sino del contraste de rigidez entre el suelo y la estructura, así como de la interrelación entre las características del sistema y de la excitación sísmica” (p.5).

La interacción suelo-estructura refleja, desde el punto de vista dinámico, un cambio de rigidez, al igual que una edificación con piso blando. Ambos fenómenos podrían tener características similares y se puede incluso en cierta manera considerar un primer piso blando (flexible) como un segundo estrato blando de suelo (Fernández, 2007).

Desde el punto de análisis de ambos afectos sumados, los resultados que podrían ser benéficos al producirse una reducción de fuerzas internas para el diseño también podrían llegar a ser benéficos en términos de soluciones para controlar las deformaciones o desplazamientos, teniendo resultados más próximos al comportamiento real. El hecho de que la estructura presente un primer piso blando, dará por resultado grandes desplazamientos horizontales. Considerar la interacción suelo-estructura por lo general ofrece resultados de aumento en cuanto a desplazamientos, se interpreta entonces que la estructura al considerarse con base flexible (idealización de apoyo de la cimentación considerando ISE), genera mayores movimientos en la estructura. “Los efectos principales que produce la ISE son la flexibilización

del sistema (que alarga el periodo de la estructura), el cambio del amortiguamiento (generalmente un incremento) y la modificación del movimiento alrededor de la cimentación” (Fernández, 2007, p.4). Mientras que el periodo aumenta, la aceleración podría disminuir, lo cual resultaría aparentemente benéfico; sin embargo, la estructura continúa vulnerable al colapso. Por lo anteriormente mencionado, un análisis de interacción suelo-estructura (ISE) vendría a ser importante en edificaciones, pero su importancia aumentaría al tratarse de una estructura irregular, la cual presenta desplazamientos laterales aún mayores. Fernández (2007) manifiesta que: “Aunque la presencia del primer piso flexible pueda parecer benéfica a nivel global, la gran demanda de desplazamientos en este entrepiso puede hacer fallar a la estructura. Los efectos ISE pueden contribuir a hacer menos drásticos los efectos producidos por una irregularidad en altura” (p.26), esto debido a que la suma de ambos efectos reduce amplificaciones.

Fernández (2007) manifiesta como una conclusión de su estudio que: “Al superponer los dos efectos, la flexibilización del sistema no es igual a la suma de las flexibilizaciones que produce cada uno de ellos por separado, sino que es menor. En otras palabras, parece que el impacto que tiene incluir un piso flexible en una estructura sobre un terreno blando, es menor en términos de rigidez que el impacto que tendrá este mismo fenómeno sobre base rígida” (p. 26).

Se puede resaltar que un análisis ISE ofrece resultados más próximos a la realidad. Obtener resultados de desplazamientos laterales más precisos ante un sismo viene a ser fundamental en este caso, pero siempre debe evaluarse los factores que intervienen. Se han dado múltiples casos de daños severos y colapsos por irregularidad de altura, estos hechos han sido y siguen siendo estudiados por ingenieros estructurales. Un análisis de edificaciones con ISE en edificaciones con primer piso blando podría resultar como una alternativa de solución,

ya que en base a resultados cercanos a la realidad se puede tomar medidas para controlar los desplazamientos laterales que se darán en la estructura ante un sismo.

### 2.3. Definición de términos básicos

**Acelerograma:** Representación temporal de aceleración en función del tiempo.

**Amortiguador:** Cuerpo o sistema con la capacidad de disipar energía cinética en otro tipo de energía.

**Análisis lineal:** Análisis que considera el comportamiento tenso-deformación de los materiales, considerando la no linealidad geométrica. Las deformaciones son notables.

**Análisis modal:** Tiene como objetivo determinar las frecuencias naturales y modos de vibrar de un objeto o estructura durante vibración libre.

**Análisis tiempo-historia:** Análisis dinámico basado en registros de aceleraciones.

**Arriostrar:** Colocar elementos de forma oblicua con el fin de dar estabilidad y evitar deformaciones en una estructura.

**Cabeceo:** Oscilación de la estructura.

**Campo libre:** Un campo en términos físicos representa la distribución espacio temporal de una magnitud física. El término es referente a lo que se conoce como un diagrama de cuerpo libre, el cual describe las fuerzas que actúan en un cuerpo; sin embargo, en este caso se representa una distribución espacio temporal (concebido generalmente en tres dimensiones), llamado también campo.

**Carga axial:** Fuerza actuante a lo largo del eje longitudinal del elemento estructural. Es aplicada referente al centroide de la sección transversal de elemento, produciendo un esfuerzo uniforme.



**Coefficiente:** En términos físicos representa el valor de un cambio, en relación con las condiciones en las que se produce.

**Colapso:** Caída total o parcial de una edificación o de sus elementos estructurales, lo cual produce incapacidad de su función, pérdida de estabilidad y destrucción.

**Compresión:** Acción de una fuerza que tiende a oprimir un elemento, incitando un acortamiento en dirección de la fuerza.

**Condición de frontera:** Es el contorno o límites de un conjunto de ecuaciones diferenciales existentes referentes a un problema, generalmente es asociado a problemas de ondas.

**Conservador:** El término es referenciado a análisis conservadores, es decir análisis moderados, los cuales no han asumido valores extremos.

**Cortante basal:** Es la acumulación progresiva de las fuerzas cortantes de cada piso de una edificación.

**Cuerpo sólido:** Materia que opone resistencia a cambios de forma y volumen.

**Derivas:** La deriva de entrepiso es el cociente entre la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos pisos consecutivos y la altura libre o separación de estos.

**Difracción:** Fenómeno basado en el curvado y esparcido o desviación de ondas al encontrar un obstáculo.

**Efectos de segundo orden:** Efectos que corresponden a un análisis de segundo orden. Un análisis de segundo orden es aquel en el que se calcula valores requeridos de la estructura cuando se encuentra deformada.

**Empírico:** Aquello que está basado en la práctica, experiencia y observación de hechos.

**Eje:** Se puede definir un eje como la coordenada o coordenadas ortogonales usadas en espacios para representar una relación matemática. En una función se encuentra el eje x, y, y el eje z en caso de gráficas en tres dimensiones. Para términos estructurales el eje es la línea que contienen los centros de gravedad de la sección transversal de un prisma mecánico.

**Elástico:** Que se puede estirar y deformar, siendo capaz de recuperar su forma posteriormente.

**Empotrada:** Referente al elemento que posee empotramiento, el cual es un tipo de unión entre sólido resistente y otro sólido inmóvil respecto a un sistema también inmóvil, que elimina por completo la posibilidad de movimiento de un sólido respecto al otro en los puntos de empotramiento.

**Esfuerzos internos:** Conjunto de fuerzas y momentos estáticamente equivalentes a la distribución de tensiones internas sobre el área de la sección de un elemento.

**Estrato de suelo:** Capa de roca sedimentaria de un terreno, la cual se puede distinguir.

**Esquema espacial:** Representación simbólica del lugar donde se encuentra el objeto y los eventos que le ocurren, los cuales tienen una posición y dirección relativa.

**Estática:** Rama de la física, perteneciente a la mecánica que estudia el equilibrio de los cuerpos analizando las cargas (fuerzas, momentos) actuantes en este.

**Excitación sísmica:** Se produce cuando las vibraciones de un sistema mecánico son generadas por movimientos del soporte o base del sistema.

**Elongación:** Alargamiento. En el caso de oscilaciones de una masa sujeta a un muelle, la elongación es definida como la separación de la masa, es decir, un alargamiento/acortamiento del muelle (pieza elástica dispuesta en espiral).

**Flexible:** Que tiene la capacidad de doblarse con facilidad, sin la necesidad de romperse.

**Frecuencia:** Número de veces que sucede algo dentro de un periodo.

**Fuerza cortante:** Suma de fuerzas perpendiculares al eje de la sección analizada.

**Inercia:** Incapacidad que tienen los cuerpos de modificar por sí mismos su estado de reposo o movimiento en el que se hallan.

**Irregularidad de piso blando:** Irregularidad generada cuando una planta o entrepiso posee una rigidez menor a la de las plantas superiores, generando fallas y llegando incluso hasta el colapso.

**Isotrópico:** Es dicho del material que posee las mismas propiedades físicas en todas las direcciones.

**Mampostería:** Sistema tradicional de construcción que consiste en muros colocados manualmente.

**Mecánica:** Parte de la física que estudia el movimiento y equilibrio de cuerpos, y las fuerzas que los producen.

**Microzonificación Sísmica:** Establecimiento de zonas de suelos con comportamiento similar frente a un sismo.

**Momento flector:** Es un momento de fuerza, el cual es resultante de una distribución de tensiones sobre una sección transversal de un prisma mecánico flexionado.

**Ondas sísmicas:** Movimientos producidos en la corteza terrestre debido a la energía liberada a partir de un foco llamado hipocentro.

**Periodo:** Tiempo que se requiere para un ciclo de movimiento o una oscilación.

**Péndulo:** Cuerpo sólido suspendido que puede oscilar libremente por la acción gravitatoria, entre otras.

**Pórtico:** Estructura compuesta por vigas y columnas.

**Resistencia:** Capacidad de un cuerpo de soportar cargas sin colapsar.

**Resorte:** Elemento elástico que puede almacenar energía y luego desprenderla sin sufrir deformación permanente.

**Rígidez:** Capacidad de resistencia de un cuerpo a doblarse o torcerse por la acción de fuerzas exteriores que actúan sobre su superficie.

**Rótulas plásticas:** Fenómeno que se forma cuando en la sección más solicitada de una estructura se produce plastificación.

**Semiespacio:** Conformado por la división de un espacio por un plano contenido en este, tal que cada parte es llamada semiespacio.

**Sismo:** Vibraciones causadas por movimientos en el interior de la Tierra debido a energía acumulada en el interior de ésta.

**Suelo blando:** Son aquellos suelos los cuales ante cargas muestran tensiones y desplazamientos excesivos dentro de la masa del terreno.

**Vibración:** Movimiento debido a la resonancia de la estructura. La resonancia ocurre cuando las fuerzas dinámicas coinciden con las fuerzas de la estructura de soporte.

**Zapata:** Tipo de cimentación superficial, es ideal empelarla en terrenos homogéneos y de resistencias a compresiones medias o altas. Elemento estructural que comprende un prisma de concreto situado bajo los pilares de la estructura.

## **CAPÍTULO III. Materiales y Métodos**

### **3.1. Enfoque de la investigación**

El enfoque de la presente investigación es cuantitativo, ya que el enfoque cuantitativo tiene como características, las siguientes: planteamientos acotados, medición de fenómenos, uso de estadística, prueba de hipótesis y teoría. El enfoque cuantitativo viene a ser un conjunto de procesos (Hernández, 2014, p.6). Monje (2011) expresa que: "La investigación científica, desde el punto de vista cuantitativo, es un proceso sistemático y ordenado que se lleva a cabo siguiendo determinados pasos" (p.19).

Hernández (2014), añade que: "El enfoque cuantitativo es secuencial y probatorio. (...) El orden es riguroso, aunque desde luego, podemos redefinir alguna frase. Parte de una idea que va acotándose y, una vez delimitada, se derivan objetivos y preguntas de investigación, se revisa literatura y se construye un marco o una perspectiva teórica. De las preguntas se establecen hipótesis y determinan variables; se traza un plan para probarlas (diseño); se miden las variables en un determinado contexto; se analizan las mediciones obtenidas utilizando métodos estadísticos, y se extrae una serie de conclusiones respecto de la o las hipótesis" (p.4,5).

### **3.2. Alcance de la investigación**

La presente investigación es de alcance descriptivo. Los estudios descriptivos buscan especificar propiedades y características importantes de cualquier fenómeno que se analice. Describen la disposición hacia algo determinado que tiene un grupo o población (Hernández, 2014, p.92).

"Con frecuencia, la meta del investigador consiste en describir fenómenos, situaciones, contextos y sucesos; esto es, detallar cómo son y se manifiestan. Con los estudios descriptivos se busca especificar las propiedades, las características y los perfiles de personas, grupos,

comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis. Es decir, únicamente pretende medir o recoger información de manera independiente o conjunta sobre los conceptos o las variables a las que se refieren, esto es, su objetivo no es indicar cómo se relacionan éstas” (Hernández, 2014, p.92).

La interacción suelo-estructura y en general el campo estructural es un campo amplio, por lo que la investigación podría dar paso a un alcance correlacional; sin embargo, la presente investigación busca describir las diferentes características que los análisis sísmicos ofrecen y describir sus diferencias, esto en base a comparación.

### **3.3. Nivel y tipo de la Investigación**

Hurtado (2010) considera en su obra: *“Metodología de la investigación”*, los tipos de investigación en la dimensión histórica de la espiral holística. En base a Hurtado (2010), la presente investigación corresponde a un tipo de investigación descriptivo-comparativo (en la presente investigación es designado como nivel). “La investigación descriptiva consiste en la identificación de las características del evento en estudio” (Hurtado, 2010, p.133).

“La investigación comparativa es aquella cuyo propósito consiste en precisar diferencias y semejanzas entre dos o más grupos con respecto a un mismo evento (Hurtado, 2010, p.133).

Según Araca & Gómez (2019): “Conviene hacer una investigación comparativa cuando se ha detectado que pudiera haber ciertas condiciones diferentes entre unidades de estudio que pertenecen a contextos diferentes. El criterio de clasificación que define estos contextos puede convertirse, niveles más avanzados, en un posible proceso explicativo del evento a comparar” (p.64).

Tacillo (2006) clasifica los tipos de investigación en dos, la investigación teórica y la investigación aplicativa. Según este enfoque, la presente investigación viene a ser de tipo

aplicativa, debido a que Tacillo (2006) respecto a este tipo de investigación manifiesta que: "Se caracteriza por la aplicación de las teorías y leyes científicas probadas, para explicar y solucionar problemas de la realidad". [...] "Este tipo de investigación permite someter a confirmación las teorías, también permiten someter a la práctica nuevos problemas que necesitan solución y de esta manera llegar a explicaciones teóricas, lo cual fortalece la teoría" (p.88).

### **3.4. Diseño de la investigación**

Para un enfoque cuantitativo, el diseño puede ser experimental o no experimental. El diseño de la presente investigación es experimental y se sub clasifica en un diseño cuasi experimental. Un diseño cuasi experimental, según Hernández (2014), implica grupos intactos.

Las investigaciones cuasi experimentales se aproximan a las experimentales puras; sin embargo, en una investigación cuasi experimental en la manipulación de la variable (dependiente, independiente) no hay azar ni los grupos se emparejan. Los grupos ya están formados y son grupos intactos. La razón de surgimiento de este grupo y la manera como se integraron no es parte del experimento o es independiente (Hernández, et al. 2014). Puede resaltarse que, en una investigación cuasi experimental, no se da aleatorización de grupos (Bono, 2015).

### **3.5. Población y Muestra**

#### **3.5.1. Población**

La población, también llamada "universo" de una investigación, está comprendida por los elementos, personas u objetos participantes del suceso manifestado, el cual fue definido y delimitado en el análisis del problema de investigación. Representa todas las unidades de investigación estudiadas.

La población para la presente investigación está comprendida por edificaciones de concreto armado con y sin irregularidad de piso blando sobre un suelo de tipo grava.

### **3.5.2. Muestra**

Muestra: Dos edificaciones hipotéticas de concreto armado, una regular y una con irregularidad de piso blando, de área total de 247.8125 m<sup>2</sup>, de cinco niveles, aporticadas, con cimentación de zapatas aisladas sobre un suelo de tipo grava. El suelo representativo es la Zona I del distrito de La Molina según su Microzonificación Sísmica, elaborada por CISMID (2010).

## **3.6. Análisis de datos**

### **3.6.1. Procesamiento de datos**

Los datos serán procesados mediante el software Excel. En Excel se obtendrán los valores previos e iniciales para el análisis sísmico en base al RNE y valores requeridos para la aplicación del modelo dinámico de D.D. Barkán - O.A. Savinov al análisis sísmico.

Para el análisis sísmico se empleará el software ETABS 2016. ETABS es un software utilizado en el análisis estructural de edificios, el cual dispone de una interfaz donde es posible modelar, analizar, dimensionar y generar informes. En un inicio se obtendrá resultados de la respuesta sísmica normativa, y posteriormente se aplicará el modelo dinámico de D.D. Barkán - O.A. Savinov para obtener diferentes valores de la respuesta sísmica. De esta manera, se podrá determinar la influencia de la aplicación del modelo dinámico (interacción suelo-estructura) sobre la respuesta sísmica normativa en los casos correspondientes.

### **3.6.2. Metodología para el cumplimiento de objetivos**

La metodología para el análisis de datos, consta de un proceso compuesto por un conjunto de análisis estructurales de edificaciones a partir de una edificación hipotética base



cuya cimentación y cálculo de su interacción suelo-estructura se basa en estudios de microzonificación sísmica y mapas de escenarios sísmicos en zonas urbanas. Caso representativo de estudio: Distrito de La Molina, Lima, Perú. El hecho de usar casos hipotéticos se encuentra justificado en el **subtítulo 1.4** de la presente tesis, denominado: “**Justificación de muestra hipotética**”.

El distrito de La Molina, es uno de los distritos que presenta diversos tipos de suelos con diferentes propiedades geotécnicas, según se evidencia en distintos trabajos de estudio, tales como: “*Informe Microzonificación Sísmica en el Distrito de La Molina*” y en “*Apéndice B Características geotécnicas del Distrito de La Molina*”, realizados por el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) en 2010. Se utiliza las investigaciones mencionadas anteriormente, referenciando el presente estudio a la parte alta del distrito, la cual pertenece a la Zona I; esto con el fin de utilizar propiedades de un suelo rígido, siendo el suelo más rígido el de esta zona, ya que generalmente está conformado por grava. En algunos puntos o zonas, a 1 m de profundidad existe estrato de grava (según **Figura 34**) Se utilizará también de manera referencial hipotética, información del ensayo MASW (relacionado al Vs) número 13; se utilizó este número de ensayo sólo por tener un valor mayor de Vs a una profundidad entre 0 a 5 m, y describiendo un estrato de grava pobremente gradada medio densa, por lo que este ensayo será considerado/asumido dentro de la zona de estudio, la información referente se encuentra en el **Anexo A** de la presente tesis. El presente estudio se enfoca en la Zona I del distrito de La Molina (área representada por el color verde según la **Figura 2**) también por ser esta zona o gran parte de ella, con capacidad portante alta; teniendo un suelo apropiado para una cimentación por zapatas; por tanto, se utilizará la información sobre sus propiedades geotécnicas, mapas de escenario sísmico, entre otras correspondientes.

Se desarrollará un modelo estructural de cinco niveles con configuración de primer piso blando (en un inicio este es propuesto o asumido, posteriormente se realiza su verificación), del

sistema estructural concreto armado, conformado por pórticos, de cimentación de tipo zapata aislada. Se desarrollará también un modelo con regularidad estructural, de tal manera que, al comparar ambos modelos estructurales, se evidencie una influencia significativa generada al aplicar un modelo dinámico de interacción suelo-estructura en una edificación con piso blando. Ambas estructuras se analizarán por medio del análisis estático y análisis dinámico. De igual modo, para conocer la influencia de la interacción dinámica suelo-estructura se desarrollará el modelo de análisis con base empotrada y el modelo considerando la interacción suelo-estructura que consistirá en la aplicación del modelo dinámico de D.D. Barkán y O.A. Savinov. No se realizará análisis tiempo-historia ni se utilizará información resultante de acelerogramas.

Si bien es cierto, los objetivos de la presente no mencionan ni se enfocan en la edificación regular ni en la no aplicación del modelo dinámico de interacción suelo-estructura, es necesario crear ciertos modelos y combinaciones respectivas para poder resaltar una influencia significativa en la respuesta sísmica de la estructura irregular con el modelo dinámico. Por tanto, el presente estudio se basa en la metodología realizada por Fernández, L. (2007) en su tesis titulada: *“Efectos de interacción dinámica suelo-estructura en edificios con primer piso blando”*, también en la desarrollada por Fernández-Sola L. & Avilés J. (2008) en su investigación titulada: *“Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda”*, y de igual forma en Janampa, J. (2016), de la Universidad Nacional de Ingeniería en su tesis titulada: *“Estudio de la influencia de la configuración estructural de piso blando en el comportamiento sismorresistente de estructuras aporticadas”*. Los tres estudios mencionados anteriormente se encuentran referenciados en el presente trabajo en el **subtítulo** denominado: **“Antecedentes”**. Fernández, L. (2007), realiza un análisis a estructuras de diferente número de niveles y con irregularidad de piso blando, a todas ellas le aplica interacción suelo-estructura; sin embargo, también realiza análisis a sus estructuras planteadas, pero sin considerar configuración irregular y sin considerar interacción suelo-estructura. Fernández-Sola L. &

Avilés J (2008), al igual que Fernández (2007), sigue el mismo proceso en su estudio, con el fin de resaltar los efectos producidos. Del mismo modo que las dos investigaciones anteriores, Janampa, J. (2016), realiza análisis a diferentes estructuras, considerando y no considerando la irregularidad de piso blando, siendo necesario realizar comparaciones, pero teniendo como enfoque la influencia de la irregularidad en las edificaciones. El presente estudio tomó como modelo de metodología a los tres estudios mencionados anteriormente y no sus objetivos particulares. Se tiene como objetivo determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en un caso puntual; sin embargo, las comparaciones con otros modelos son necesarias para evidenciar el objetivo y por tanto forman parte la metodología o proceso a utilizarse.

Una edificación con primer piso flexible (piso blando) además considerándole una base flexible (interacción suelo-estructura) generará cambios en su respuesta estructural, para el presente estudio se evaluará los cambios en los fuerzas internas (las cuales producen los esfuerzos) en elementos estructurales (columnas y vigas) y en los desplazamientos laterales. El enfoque no está en analizar cambios en la cortante basal o dar variaciones. En este estudio se requiere que la edificación irregular únicamente presente la irregularidad de piso blando y no otras irregularidades, para lograr una concepción específica de los efectos generados.

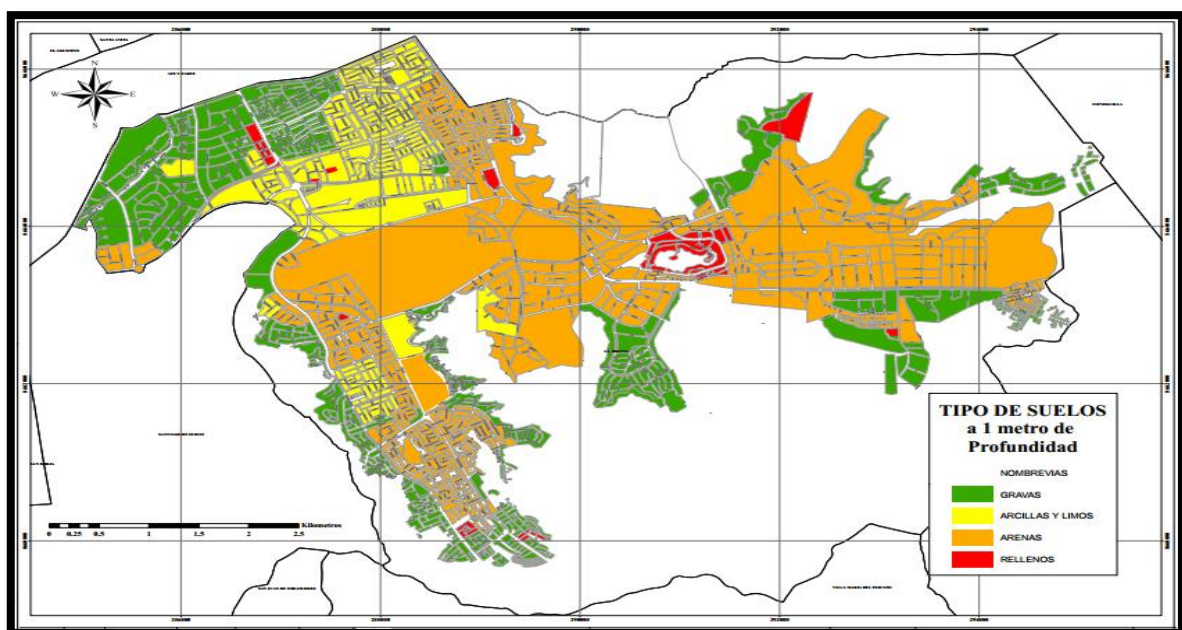
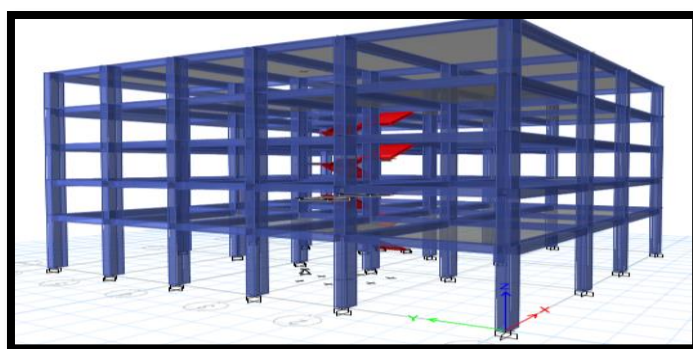


Figura 34. Tipos de suelo en el distrito de La Molina. Fuente: CISMID (2010).

Realizados todos los análisis estructurales, se podrá obtener conclusiones y se determinará de forma cuantitativa (valores obtenidos y conversión a porcentaje) la influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en una edificación con irregularidad de piso blando en primer nivel, sobre un suelo de tipo grava, en este caso sobre la Zona I del distrito de La Molina, en base a su estudio de Microzonificación Sísmica elaborado por el CISMID (2010). El objetivo es determinar la influencia de los efectos ISE sumados a efectos causados por irregularidad de piso blando, obtenidos de la respuesta sísmica, de la cual se analizará desplazamientos laterales (no derivas) y fuerzas internas actuantes. No se analiza derivas, existe un subtítulo al respecto; sin embargo, este es solo a modo de explicación de secuencia.

Si bien es cierto, el análisis modal forma parte del análisis sísmico y del tema ISE, el estudio no se enfoca en analizarlo, debido a que tiene como enfoque los resultados globales obtenidos de la respuesta sísmica (mencionados anteriormente) para obtener resultados cuantificables sobre la influencia de la ISE y la irregularidad. Es necesario resaltar que en un análisis y diseño completo, se debe verificar y cumplir lo señalado por la E.030 (2018) en su Artículo 29.1.2, respecto a la suma de la masa efectiva de los modos representativos; sin embargo, en este estudio únicamente se procederá a cumplir los objetivos de manera inmediata. De igual manera, tampoco forma parte del enfoque, el diseño de elementos sino fases previas a ello. Se realizará la verificación de irregularidades, pero no se modificará el factor R, ya que con los resultados iniciales se puede notar la variación neta por aplicar la ISE. En columnas se analizará la fuerza axial, fuerza cortante y momento; en vigas la fuerza cortante y momento.



*Figura 35. Edificación irregular en estudio. Fuente: Elaboración propia.*

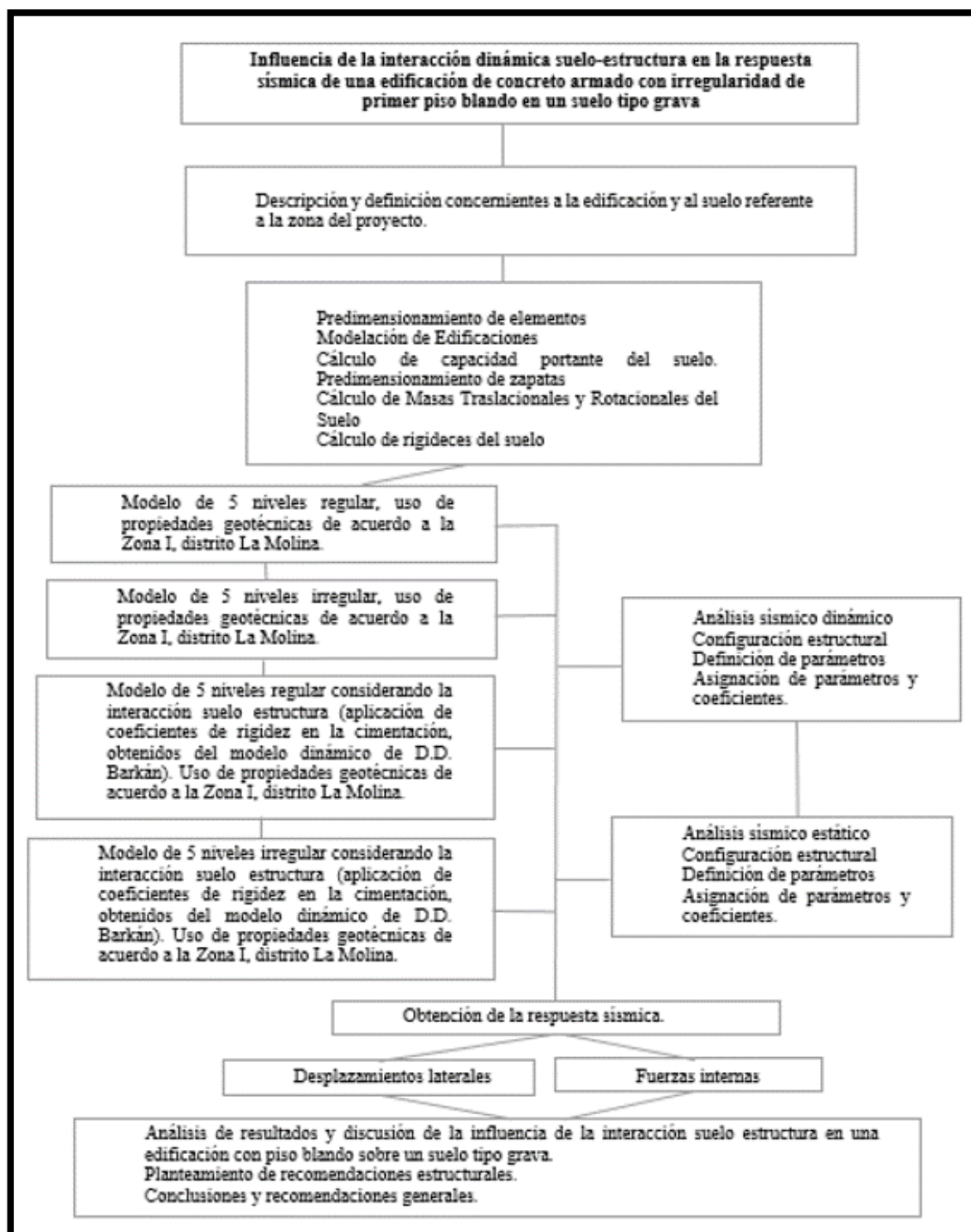


Figura 36. Flujograma de actividades para la presente investigación. Fuente: Elaboración propia.

### **3.7. Formulación de Hipótesis**

#### ***3.7.1. Hipótesis general***

H.G.: La interacción dinámica suelo-estructura influye significativamente en la respuesta sísmica de una edificación de concreto armado con irregularidad de piso blando en primer nivel en un suelo de tipo grava.

#### ***3.7.2. Hipótesis específicas***

- H.E.1: La interacción dinámica suelo-estructura influye significativamente en los desplazamientos laterales de una edificación de concreto armado con irregularidad de piso blando en primer nivel en un suelo de tipo grava.
- H.E.2: La interacción dinámica suelo-estructura influye significativamente en las fuerzas internas de una edificación de concreto armado con irregularidad de piso blando en primer nivel en un suelo de tipo grava.
- H.E.3: La diferencia notable en el contraste de rigideces entre el suelo y la estructura influye significativamente en la respuesta sísmica de una edificación de concreto armado con irregularidad de piso blando en primer nivel en un suelo de tipo grava.

### **3.8. Variables**

#### ***3.8.1. Variable independiente (Causa)***

- Interacción dinámica suelo-estructura.

Definición de Interacción dinámica suelo-estructura: Interacción en base a un modelo dinámico que “toma en cuenta las propiedades elásticas del suelo, es decir que, el suelo no es infinitamente rígido, [...] tiene cierto grado de amortiguación y absorbe parte de la energía” (Valderrama & Meza, 2014, p.16). El mencionado modelo es aplicado al campo del Análisis Estructural, el cual tiene por objetivo

efectuar una apreciación de la respuesta de una estructura ante la ocurrencia de un evento sísmico (Gálvez, A & ADGAVI y Asociados SAC.).

### 3.8.2. Variable dependiente (Consecuencia)

- Respuesta sísmica.

Definición de Respuesta sísmica (en una edificación): Reacción de la estructura al ser sometido a fuerzas externas generadas por un sismo (Aquino & Rodríguez, 2015, p.62).

Tabla 3. Operacionalización de variables. Fuente: Elaboración propia.

Variable de investigación		Definición conceptual	Dimensión	Indicadores
Variable independiente	Interacción dinámica suelo-estructura	Interacción en base a un modelo dinámico que “toma en cuenta las propiedades elásticas del suelo, es decir que, el suelo no es infinitamente rígido, [...] tiene cierto grado de amortiguación y absorbe parte de la energía” (Valderrama & Meza, 2014, p. 16).	Modelo Dinámico D.D. Barkán – O.A. Savinov.	Masas Rotacionales aplicadas a la cimentación
				Masas Traslacionales aplicadas a la cimentación
Variable Dependiente	Respuesta sísmica	Reacción de la estructura al ser sometido a fuerzas externas generadas por un sismo (Aquino & Rodríguez, 2015, p. 62).	Análisis sísmico estático con interacción dinámica suelo-estructura	Desplazamientos laterales de la edificación por niveles
			Análisis sísmico dinámico con interacción dinámica suelo-estructura.	Fuerzas internas en elementos estructurales

### 3.9. Descripción de los casos de estudio

Para cumplir el objetivo planteado en el presente informe, se toma como base una edificación hipotética regular (Edificación A), la cual también se proyectará como irregular (Edificación B). Ambos tipos de edificaciones se analizarán considerando y sin considerar un Modelo Dinámico de Interacción Suelo-Estructura tanto para el análisis estático y dinámico.

El área concerniente a las estructuras consta de 247.8125 m<sup>2</sup>, siendo 15.25 m su lado X y 16.25 m su lado Y. Se tiene 4 ejes en el sentido X y 6 en el lado Y. Se considera que cada edificación no cuenta con edificaciones limitantes. Tanto la edificación regular como la irregular se conforman de 5 niveles (pisos), siendo la altura en la estructura regular de 2.7 m y de 4.05 m (incremento de 50 %) en la irregular. Ambas edificaciones se suponen cimentadas sobre un suelo tipo grava o roca.

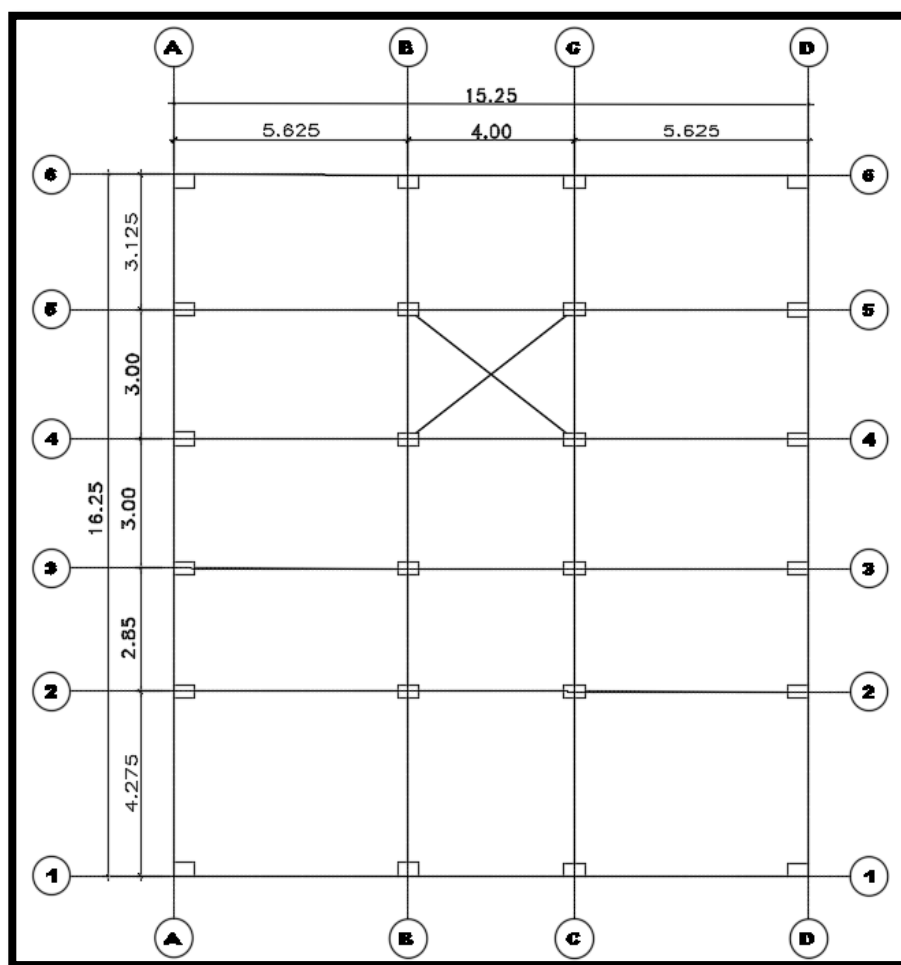
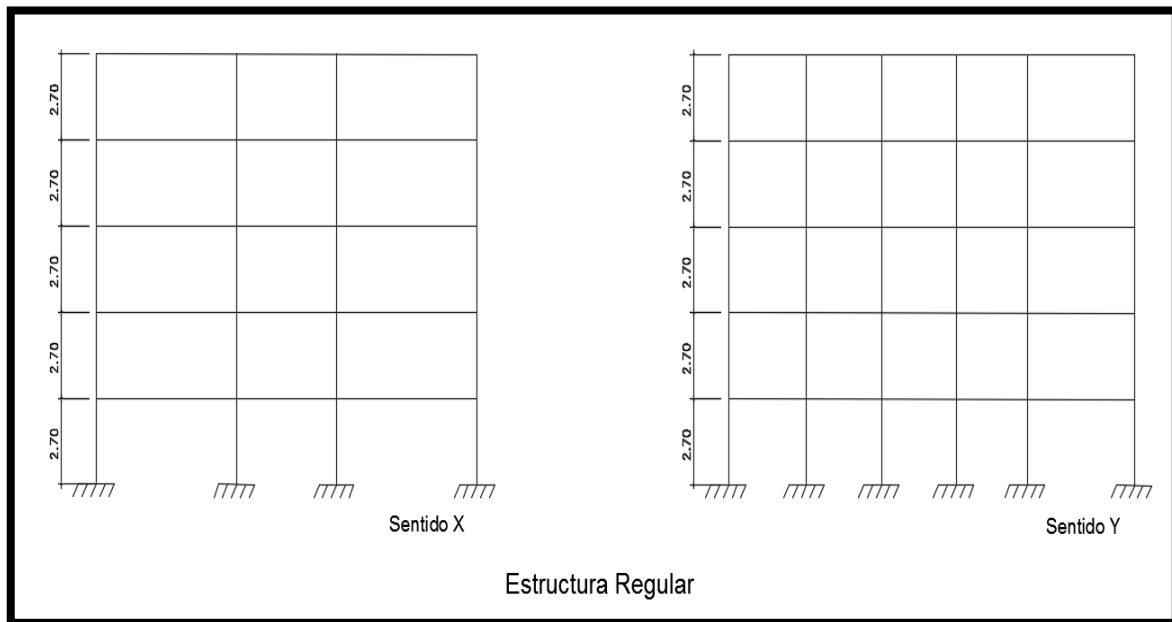


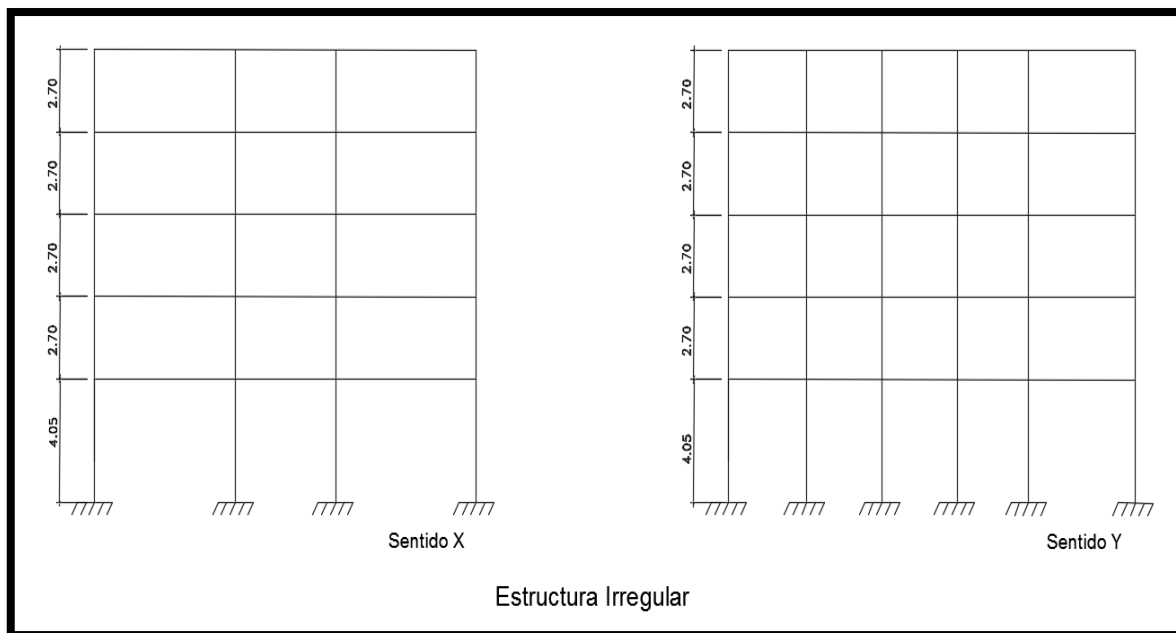
Figura 37. Planta de techo de las edificaciones en estudio. Fuente: Elaboración propia.



**Idealización de las edificaciones en elevación:** Edificación A (suponiéndose regular) y Edificación B (suponiéndose irregular). Más adelante las irregularidades serán comprobadas.



*Figura 38. Idealización de la elevación en X y Y de Estructura Regular: Edificación A.*  
Fuente: Elaboración propia.



*Figura 39. Idealización de la elevación en X y Y de Estructura Irregular: Edificación B.*  
Fuente: Elaboración propia.

### 3.10. Datos generales del proyecto:

- Área construida: 247.8125 m<sup>2</sup>.

- Uso: Ambas edificaciones (A y B) son de configuración en planta similar, únicamente difieren en la escalera en primer nivel; ambas tienen distinta elevación. Tienen su primer nivel destinado a uso comercial; al ser destinado a uso comercial, se suponen de diferentes alturas, asumiendo que las alturas son distintas según un planteamiento arquitectónico distinto. Se asume que de existir ascensor en las edificaciones, éste es independiente a la estructura. Si bien es cierto, es un caso algo extremo y poco común el tener una altura tan distinta en primer nivel, para motivos de estudio se utilizará esta propuesta. Respecto a los demás niveles, del segundo al quinto nivel es destinado a uso multifamiliar.
- Ubicación referencial hipotética: Distrito La Molina, Zona I según la Microzonificación Sísmica elaborada por CISMID (2010).
- Sistema estructural planteado: Pórticos de Concreto Armado. Es importante señalar que la configuración de las edificaciones hipotéticas son para la o las etapas previas al diseño, por lo que lo referente a los elementos estructurales se suponen como una primera propuesta con la que se verifica y analiza la respuesta sísmica respectiva y a partir de la cual, en un supuesto caso real, se podría modificar el sistema estructural o podría haber incremento de secciones de elementos estructurales.

### **3.11. Metrado de cargas para predimensionamiento**

Para el metrado de cargas correspondientes a las edificaciones en estudio se acude al Anexo 1 de la E.020, el cual menciona los pesos específicos de materiales de construcción civil correspondientes a la Carga Muerta y la Carga Viva según el uso de la edificación.

Para ambas edificaciones se considera su primer piso de uso comercial; sin embargo, no es de importancia tener las cargas de ese nivel debido a que los pesos aplicados son considerados a partir del segundo nivel, el cual se mantiene como uso de vivienda.

### **3.11.1. Carga Muerta**

La Carga Muerta proviene de los elementos fijos en la estructura. Los elementos y el valor de carga correspondiente a cada uno según el caso, se presentan a continuación:

- Losa: Considerando un espesor de 20 cm siguiendo lo mencionado en el libro de Antonio Blanco Blasco (1994) titulado: *“Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado”*, las luces entre 5 m y 6.5 m corresponden a un espesor de losa de 0.2 m. Según la E.020 (2006), una losa de 0.20 m, tiene una carga de: 300 kgf/m<sup>2</sup>.
- Tabiquería: Para la presente edificación no se considera una exactitud en la ubicación de muros de tabiquería, simplificando el proceso; por tanto, se tomará una tabiquería equivalente. Según la E.020 (2006) respecto a la tabiquería considerada, se tiene una carga de 1350 kgf/m<sup>3</sup>. Tabiquería Equivalente: 200 kg/m.
- Concreto armado: La estructura portante está considerada únicamente de concreto armado. Según el Anexo 1 de la E.020 (2006), respecto al concreto armado, se añade 100 kgf/m<sup>3</sup> al concreto simple, resultando un peso específico de: 2400 kgf/m<sup>3</sup>.
- Piso terminado (nivel 2 a nivel 5): Para este caso corresponde a un espesor de piso y/o a acabados y revestimiento. En base a la E.020 (2006), el piso terminado, tendrá una carga de 100 Kgf/m<sup>2</sup>, esto al considerar un enlucido de piso con mortero (2000 kgf/m<sup>3</sup>) de 5cm que resulta:  $2000 \text{ kgf/m}^3 \times 0.05 \text{ m} = 100 \text{ kgf/m}^2$ .

### **3.11.2. Carga Viva**

La Carga Viva, también llamada Sobrecarga, refiere al peso móvil en la estructura, la cual se menciona y se da el valor correspondiente (como carga repartida) a continuación:

- En viviendas, según la Tabla 1 de la E.020 (2006), mínimo: 200 kg/m<sup>2</sup>.
- En corredores y escaleras, según la Tabla 1 de la E.020 (2006), mínimo: 200 kg/m<sup>2</sup>.

### 3.12. Predimensionamiento de elementos estructurales

#### 3.12.1. Áreas tributarias

Para proceder con el Predimensionamiento de elementos estructurales es necesario identificar las diferentes áreas tributarias que se tiene. La **Figura 40** muestra la planta típica de las edificaciones (nivel 2 - 4), tanto para la estructura regular e irregular, debido a que poseen la misma configuración en planta. Existe modificación en la escalera del primer nivel en la edificación irregular y en la planta 5 no existe escalera en ninguna de las edificaciones. Se asumirá que las edificaciones están propuestas inicialmente con columnas de 50 cm x 30 cm.

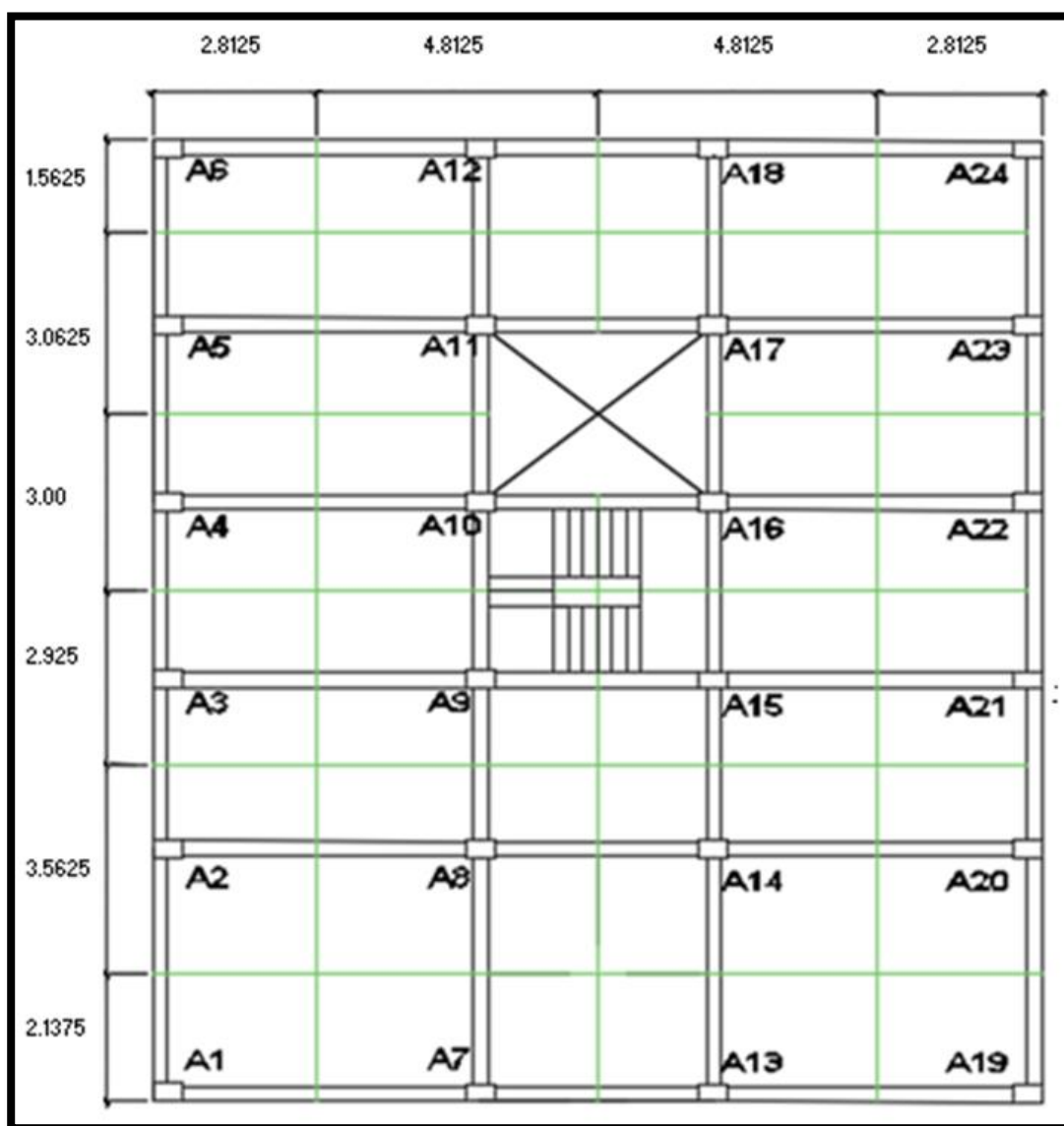


Figura 40. Señalización de áreas tributarias de las edificaciones en estudio. Planta típica.  
Fuente: Elaboración propia.

La **Tabla 4** muestra el área correspondiente a cada área tributaria de las que se conforma la estructura regular e irregular.

*Tabla 4. Cuadro de áreas tributarias. Fuente: Elaboración propia.*

Cuadro de Áreas Tributarias			
Número	L1 (x)	L2 (y)	Área (m2)
Área 1	2.813	2.138	6.012
Área 2	2.813	3.563	10.020
Área 3	2.813	2.925	8.227
Área 4	2.813	3.000	8.438
Área 5	2.813	3.063	8.613
Área 6	2.813	1.563	4.395
Área 7	4.813	2.138	10.287
Área 8	4.813	3.563	17.145
Área 9	4.813	2.925	14.077
Área 10	4.813	3.000	14.438
Área 11	4.813	3.063	14.738
Área 12	4.813	1.563	7.520
Área 13	4.813	2.138	10.287
Área 14	4.813	3.563	17.145
Área 15	4.813	2.925	14.077
Área 16	4.813	3.000	14.438
Área 17	4.813	3.063	14.738
Área 18	4.813	1.563	7.520
Área 19	2.813	2.138	6.012
Área 20	2.813	3.563	10.020
Área 21	2.813	2.925	8.227
Área 22	2.813	3.000	8.438
Área 23	2.813	3.063	8.613
Área 24	2.813	1.563	4.395
Área total construida			247.813

### **3.12.2. Predimensionamiento de losa**

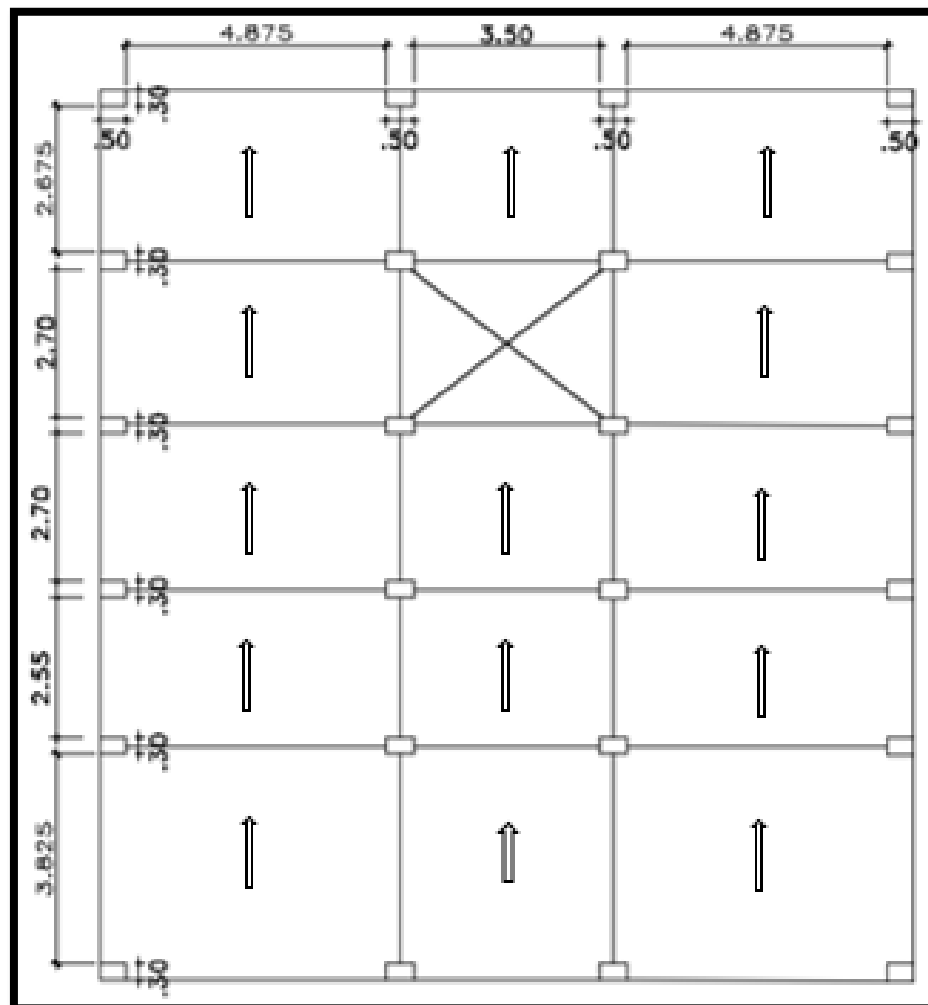
En ambas edificaciones, la losa será unidireccional en todos sus paños. Se ha propuesto columnas de 50 cm x 30 cm, con las cuales se obtiene las luces (distancias) libres. Siguiendo lo mencionado en la E.060 (2009), el espesor debe verificarse con los siguientes casos:

- Con un extremo continuo (pañes de borde).

Luz libre mayor, según **Figura 41** = 3.825 m. Por lo tanto: Luz libre/18.5 = 0.207 m.

- Ambos extremos continuos (paños centrales).

Luz libre mayor, según **Figura 41**: 2.7 m. Por lo tanto: Luz libre / 21 = 0.129 m.



*Figura 41. Señalización de longitudes y dirección de losa. Vista de losa de último techo.  
Fuente: Elaboración propia.*

Se asumirá un espesor uniforme de losa de 20 cm.

### **3.12.3. Predimensionamiento de vigas**

El predimensionamiento de vigas se realiza según Blanco Blasco (1994). La **Figura 41** muestra que ninguna luz libre excede los 5.5 m, acorde a esto, las vigas pueden ser de 25 cm x 50 cm y de 30 cm x 50 cm; sin embargo, se realizó el cálculo respectivo mostrado en la **Tabla 5** y **Tabla 6**. Para uniformizar el modelo, se predimensionará un tipo de viga por cada dirección (X y Y). La **Tabla 7** muestra el peralte y ancho predimensionados para los dos tipos de viga.

*Tabla 5. Condición de predimensionamiento de viga. Elaboración propia.*

Condición	En X	En Y
l/10:	0.488	0.383
l/12:	0.041	0.319
Peralte asumido (m):	0.50	0.40

Obtenido el peralte de las vigas ( $X=0.5$  m. y  $Y=0.4$  m), la dimensión del ancho de cada viga será entre 0.3 a 0.5 veces de su respectivo peralte.

*Tabla 6. Peraltes de vigas. Fuente: Elaboración propia*

Peralte asumido(m):	Ancho a 0.3P	Ancho a 0.5P
En X	0.15	0.25
En Y	0.12	0.2

Considerando un ancho de viga mínimo de 0.25 m, se tiene los valores en la **Tabla 7**.

*Tabla 7. Dimensiones de vigas. Fuente: Elaboración propia.*

Viga	Peralte (m)	Ancho (m)
En X	0.50	0.25
En Y	0.40	0.25

### **3.12.4. Escaleras**

Las escaleras en los presentes casos de estudio se conforman por tres tramos por nivel; por tanto, existen dos descansos intermedios. El ancho de cada tramo y descanso es de 1.25 m. De igual modo, la losa de recibo de escalera también tiene un ancho de 1.25 m.

#### **3.12.4.1. Escalera de edificación regular**

##### **3.12.4.1.1. Predimensionamiento**

Los datos generales referentes a la escalera en la edificación regular son los siguientes:

- Altura de piso: 2.7 m.

- Número de contrapaseos (Cp.): 17.

Altura cada contrapaseo: 0.159 m.

- Longitud de cada paso (P): 0.25.

La luz natural cubierta por la escalera es de 4 m, en base a la **Ecuación 27**, el valor " $t$ " (espesor de garganta) es:

- " $t_1$ ": 0.2 m.
- " $t_2$ ": 0.16 m.

Se asumirá un valor a de " $t$ " de 0.17 m.

#### **3.12.4.1.2. Cargas aplicadas**

Las cargas de la escalera se dividen en carga de tramo inclinado (cargas del espesor de garganta y cargas de peldaños) y carga de espesor de losa (descanso).

Se procedió al cálculo de carga repartida por unidad de área ( $m^2$ ) en planta producida por el peso propio del tramo inclinado, según la **Ecuación 28**, y se obtuvo el valor mostrado a continuación:

- Carga de tramo inclinado ( $w(pp)$ ): 674.327 kg/ $m^2$ .

Se obtiene un valor que incluye el peso de un metro cuadrado de losa, el cual se muestra a continuación:

- Carga de losa de descanso (0.17 m x 2400 kg/ $m^3$ ): 408 kg/ $m^2$ .

#### **3.12.4.1.3. Cargas asignadas al ETABS**

La adición de carga muerta a ETABS correspondientes a la escalera es como sigue:



- En descanso no se añadirá peso a la estructura (sólo la carga de acabados), ya que el ETABS considerará el peso propio del elemento.
- En superficie inclinada, el ETABS considerará el peso de la losa inclinada ( $t$ ) y sólo será necesario añadir el peso de los peldaños, es decir la resta entre  $w(pp)$  y el peso de espesor de garganta. Por lo tanto, se añadirá una carga  $t = 266.327 \text{ kg/m}^2$ .
- Acabados en toda la escalera (losas inclinadas y descansos) :  $100 \text{ kg/m}^2$ .

Por lo expuesto anteriormente, la Carga Muerta por añadirse al ETABS en las losas inclinadas es de  $366.327 \text{ kg/m}^2$ . Se utilizará el valor de  $370 \text{ kg/m}^2$ .

Respecto a la Carga Viva (S/C) en toda la escalera, se considera el mencionado en el **Subtítulo 3.11.2**, siendo este de  $200 \text{ kg/m}^2$ .

#### **3.12.4.2. Escalera de edificación irregular**

Los datos generales referentes a la escalera en la edificación irregular son los siguientes:

- Altura de piso:  $4.05 \text{ m}$ .
- Número de contrapasos ( $C_p$ ):  $25$
- Altura de cada contrapaso:  $0.162 \text{ m}$ .
- Longitud de paso:  $0.25 \text{ m}$ .

La luz natural cubierta por la escalera es de  $4 \text{ m}$ ; sin embargo, en el primer nivel es de  $5.5$ , aún así asumiremos el valor de planta típica de  $4 \text{ m}$ . Siguiendo la **Ecuación 27**, el valor que se puede asignar a  $t$  (espesor de garganta) depende de sus dos valores obtenidos, teniendo:

- Valor de  $t_1$ :  $0.2 \text{ m}$ .
- Valor de  $t_2$ :  $0.16 \text{ m}$ .

Por lo tanto, se asumirá un valor de  $t$ :  $0.17 \text{ m}$ .

#### 3.12.4.2.1. Cargas aplicadas

Las cargas de la escalera se dividen en carga de tramo inclinado (cargas del espesor de garganta y cargas de peldaños) y carga de espesor de losa (descanso).

Se procedió al cálculo de carga repartida por unidad de área ( $m^2$ ) en planta producida por el peso propio del tramo inclinado, según la **Ecuación 28**, y se obtuvo el valor mostrado a continuación:

- Carga de tramo inclinado ( $w(pp)$ ):  $680.5117 \text{ kg/m}^2$ .

El valor de carga de losa de descanso es como sigue:

- Carga de descanso ( $0.17m \times 2400 \text{ kg/m}^3$ ):  $408 \text{ kg/m}^2$ .

#### 3.12.4.2.2. Cargas asignadas al ETABS

La adición de cargas a ETABS correspondientes a la escalera para este caso es como se muestra a continuación:

- En descanso: Para este caso el ETABS no añadirá peso propio extra, ya que el software considera el peso propio del elemento.
- En superficie inclinada: Para este caso, el ETABS añadirá el peso de la losa inclinada ( $w$ ) y sólo será necesario añadir el peso de los peldaños, es decir: ( $w(pp)$ ) – peso de espesor de garganta. Por lo tanto, se tiene un valor de  $272.572 \text{ kg/m}^2$ .
- Acabados en toda la escalera:  $100 \text{ kg/m}^2$ .

De lo mencionado anteriormente, se tiene:

- Carga Muerta =  $372.572 \text{ kg/m}^2$ . Se utilizará un valor de:  $375 \text{ kg/m}^2$ .
- Carga Viva (S/C) de escalera, según el **Subtítulo 3.11.2.**, es de  $200 \text{ kg/m}^2$ .

### 3.12.5. Predimensionamiento de columnas

Los datos para Predimensionamiento de columnas son:

- Dimensiones de columna asumidas y propuestas: 50 cm x 30 cm.
- Espesor de Losa: 20 cm.
- Dimensiones de Vigas: En X = 25 cm x 50 cm, en Y= 25 cm x 40 cm.

Se presenta el resumen de los pesos que cada columna recibe, el metrado específico por columna se encuentra detallado en el **Anexo C**; sin embargo, cabe resaltar que este es un metrado aproximado, ya que se omiten intersecciones en elementos, por lo que los pesos asignados son pesos obtenidos en una primera instancia, de forma manual. Posteriormente se trabajará con los pesos obtenidos del ETABS, es decir que los pesos utilizados para el predimensionamiento (Elaboración Propia) no infuyen en el modelamiento.

#### 3.12.5.1. Predimensionamiento de columnas de edificación regular

Las siguientes tablas muestran los datos y valores referentes al predimensionamiento de las columnas (los pesos del **Anexo E** han sido redondeados a la mayor decena), según su tipo/posición se dividen en tres grupos: Columnas de Esquina, Columnas Centrales Exteriores o Extremas de Pórtico Interior y Columnas Centrales, las cuales se muestran a continuación:

- **Columnas de esquina**

*Tabla 8. Predimensionamiento de columnas de esquina. Edificación regular. Fuente: Elaboración propia.*

Número de Columna	Área tributaria (m <sup>2</sup> )	PG (kg)	P (kg)	n	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	Área de columna cm <sup>2</sup>	b=D (cm)	b diferente de D (cm)	
								b	D
1	6.01	47520	71280	0.2	210	1697.14	41.20	30	56.57
6	4.39	43190	64785	0.2	210	1542.50	39.27	30	51.42
19	6.01	47520	71280	0.2	210	1697.14	41.20	30	56.57
24	4.39	43190	64785	0.2	210	1542.50	39.27	30	51.42

- **Columnas centrales exteriores**

Tabla 9. Predimensionamiento de columnas centrales exteriores. Edificación regular. Fuente: Elaboración propia.

Número de Columna	Área tributaria (m <sup>2</sup> )	PG (kg)	P (kg)	n	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	Área req. de columna req. cm <sup>2</sup>	b=D (cm)	b diferente de D (cm)	
								b	D
2	10.02	71750	89687.50	0.25	210	1708.33	41.33	30	56.94
3	8.23	60910	76137.50	0.25	210	1450.24	38.08	30	48.34
4	8.44	62190	77737.50	0.25	210	1480.71	38.48	30	49.36
5	8.61	63250	79062.50	0.25	210	1505.95	38.81	30	50.20
7	10.29	75010	93762.50	0.25	210	1785.95	42.26	30	59.53
12	7.52	58970	73712.50	0.25	210	1404.05	37.47	30	46.80
13	10.29	75010	93762.50	0.25	210	1785.95	42.26	30	59.53
18	7.52	58970	73712.50	0.25	210	1404.05	37.47	30	46.80
20	10.02	71750	89687.50	0.25	210	1708.33	41.33	30	56.94
21	8.23	60910	73137.50	0.25	210	1450.24	38.08	30	48.34
22	8.44	62190	77737.50	0.25	210	1480.71	38.48	30	49.36
23	8.61	63250	79062.50	0.25	210	1505.95	38.81	30	50.20

- **Columnas centrales**

Tabla 10. Predimensionamiento de columnas centrales. Edificación regular. Fuente: Elaboración propia.

Número de Columna	Área tributaria (m <sup>2</sup> )	PG (kg)	P (kg)	n	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	Área req. de columna (cm <sup>2</sup> )	b=D (cm)	b diferente de D (cm)	
								b	D
8	17.14	114780	125268	0.3	210	2004.10	44.77	30	66.80
9	14.08	98490	108339	0.3	210	1719.67	41.47	30	57.32
10	14.44	88310	97141	0.3	210	1541.92	39.27	30	51.40
11	14.74	86930	95623	0.3	210	1517.83	38.96	30	50.59
14	17.14	114780	126258	0.3	210	2004.1	44.77	30	66.80
15	14.08	101290	111419	0.3	210	1768.56	42.05	30	58.95
16	14.44	90950	100045	0.3	210	1588.02	39.85	30	52.93
17	14.74	86930	95623	0.3	210	1517.83	38.96	30	50.59

El predimensionamiento muestra que hay áreas requeridas mayores al planteamiento inicial, por lo que se podría asignar nuevas dimensiones; sin embargo, se seguirá considerando

la única columna de 50 cm x 30 cm propuesta como planteamiento inicial, con un área de columna de 1500 cm<sup>2</sup>. Se sigue considerando el área de columna propuesta inicialmente porque ante un posible supuesto diseño (sección definitiva) en base a fuerzas, es posible que las áreas que excedieron el límite por poca diferencia, se puedan acomodar al límite sin problema; respecto a las columnas que requieren mucha más área, efectivamente es muy probable que si se tendría que amplificar sus dimensiones, de acuerdo a lo que se requiera. Cabe mencionar que es probable que la edificación al ser aporticada, requeriría adición de placas de concreto armado para contrarrestar efectos por desplazamiento, por lo que los elementos estructurales variarían.

### **3.12.5.2. Predimensionamiento de columnas de edificación irregular**

Para el Predimensionamiento de las columnas de la Edificación B (4.05 m de altura en primer nivel), se toman en cuenta las mismas cargas actuantes de la edificación A, con un incremento en peso propio de columnas y peso extra de la escalera en primer nivel al Área Tributaria 15; los pesos (redondados a decena mayor) se mostrarán de la **Tabla 11** a **Tabla 13**.

Hallando el peso adicional proveniente del peso propio de la columna, debido a que incrementó 1.35 m de altura, se tiene:

- $1.35\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.3\text{m} \times 0.5 \text{ m} = 486 \text{ kg}$ . Amplificando a 1.4 = 680.40 kg.

Hallando el peso adicional de la escalera. Suponiendo que se tiene una misma pendiente, la escalera aumentaría aproximadamente en 50 % (diferencia de 8 contrapasos). El peso por metro cuadrado de su tramo inclinado en primer nivel es de 375 kg/m<sup>2</sup>, aumentando 5 kg por m<sup>2</sup> con respecto a la regular. El peso agregado será en la Columna 15 de acuerdo al método de área tributaria. Resolviendo tenemos:

- Área agregada: 8 contrapasos ocupan un espacio en planta de 2 m (con longitud por paso de 0.25 m). Según el **Subtítulo 3.12.4.2**, cada escalón cubre 0.162 m,

multiplicado por 8, se tiene que la altura del nuevo tramo es de 1.296 m. Hallando la longitud de superficie inclinada por Pitágoras, se tiene 2.38 m. El ancho de tramo es de 1.25 m; por tanto, el área respectiva es:  $2.38 \text{ m} \times 1.25 \text{ m} = 2.98 \text{ m}^2$ . Sabiendo que el peso inclinado por tramo es de 375 kg/m<sup>2</sup> de CM y 200 kg/m<sup>2</sup> de CV, en 2.98 m<sup>2</sup> y amplificado será:  $2.98 \text{ m}^2 \times (1.4(375 \text{ kg/m}^2) + 1.7(200 \text{ kg/m}^2)) = 2577.7 \text{ kg/m}^2$ .

- **Columnas de esquina**

*Tabla 11. Predimensionamiento de columnas de esquina. Edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.*

Número de Columna	Área tributaria	PG (kg)	P (kg)	n	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	Área de columna cm <sup>2</sup>	b=D (cm)	b diferente de D	
								b	D
1	6.01	48200	72300	0.2	210	1721.43	41.49	30	57.38
6	4.39	43870	65805	0.2	210	1566.79	39.58	30	52.23
19	6.01	48200	72300	0.2	210	1721.43	41.49	30	57.38
24	4.39	43870	65805	0.2	210	1566.79	39.58	30	52.23

- **Columnas centrales exteriores**

*Tabla 12. Predimensionamiento de columnas centrales exteriores. Edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.*

Número de Columna	Área tributaria	PG (kg)	P (kg)	n	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	Área de columna req. cm <sup>2</sup>	b=D (cm)	b diferente de D	
								b	D
2	10.02	72430	90537.5	0.25	210	1724.52	41.53	30	57.48
3	8.230	61590	76987.5	0.25	210	1466.43	38.29	30	48.88
4	8.440	62870	78587.5	0.25	210	1496.90	38.69	30	49.90
5	8.610	63930	79912.5	0.25	210	1522.14	39.01	30	50.74
7	10.29	75700	94625.0	0.25	210	1802.38	42.45	30	60.08
12	7.520	59650	74562.5	0.25	210	1420.24	37.69	30	47.34
13	10.29	75700	94625.0	0.25	210	1802.38	42.45	30	60.08
18	7.520	59650	74562.5	0.25	210	1420.24	37.69	30	47.34
20	10.02	72430	90537.5	0.25	210	1724.52	41.53	30	57.48
21	8.230	61590	76987.5	0.25	210	1466.43	38.29	30	48.88
22	8.440	62870	78587.5	0.25	210	1496.90	38.69	30	49.90
23	8.610	63930	79912.5	0.25	210	1522.14	39.01	30	50.74

- **Columnas centrales**

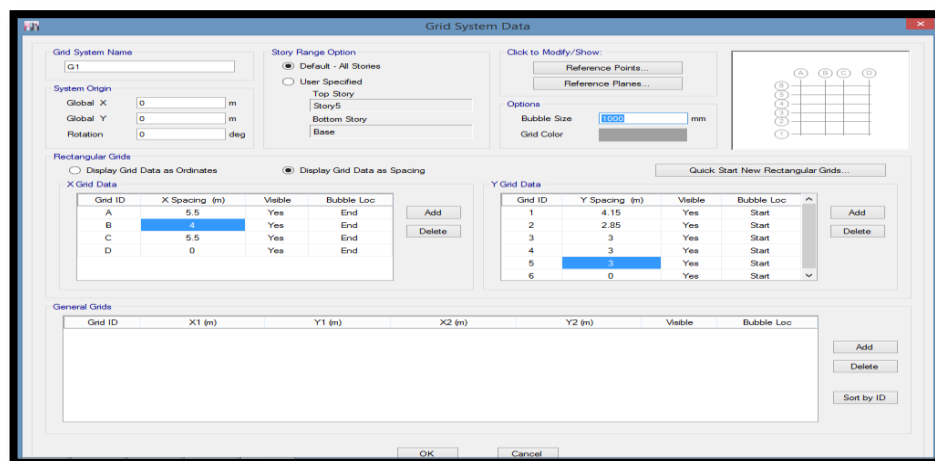
*Tabla 13. Predimensionamiento de columnas centrales. Edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.*

Número de Columna	Área tributaria	PG (kg)	P (kg)	n	f'c (kg/cm2)	Área de columna (cm2)	b=D (cm)	b diferente de D	
								b	D
8	17.14	115460	127006	0.3	210	2015.97	44.90	30	67.20
9	14.08	99170	109087	0.3	210	1731.54	41.61	30	57.72
10	14.44	88990	97889	0.3	210	1553.79	39.42	30	51.79
11	14.74	87610	96371	0.3	210	1529.70	39.11	30	50.99
14	17.14	115460	127006	0.3	210	2015.97	44.90	30	67.20
15	14.08	103850	114235	0.3	210	1813.25	42.58	30	60.44
16	14.44	91629	100793	0.3	210	1599.89	40.00	30	53.33
17	14.74	67610	96371	0.3	210	1529.70	39.11	30	50.99

Como se puede observar, gran parte de las columnas en la estructura irregular requieren dimensiones que sobrepasen los 50 cm x 30 cm propuestos inicialmente, pero se tomará los mismos criterios que se mencionaron en el **Subtítulo 3.12.5.1**. Aparte, cabe señalar que es útil para los fines de este estudio, que la estructura regular e irregular, sean iguales al analizarlas.

### 3.13. Modelado de la Edificación

Las edificaciones en estudio se modelaron en el Software ETABS 2016. Inicialmente se formaron las grillas con el espaciado correspondiente para formar los ejes, 4 en el eje X y 6 en el eje Y, se definió también el número de pisos (5) y su altura (2.7 m y 4.05 m).



*Figura 42. Definición de espacios de edificación. Fuente: Elaboración propia.*

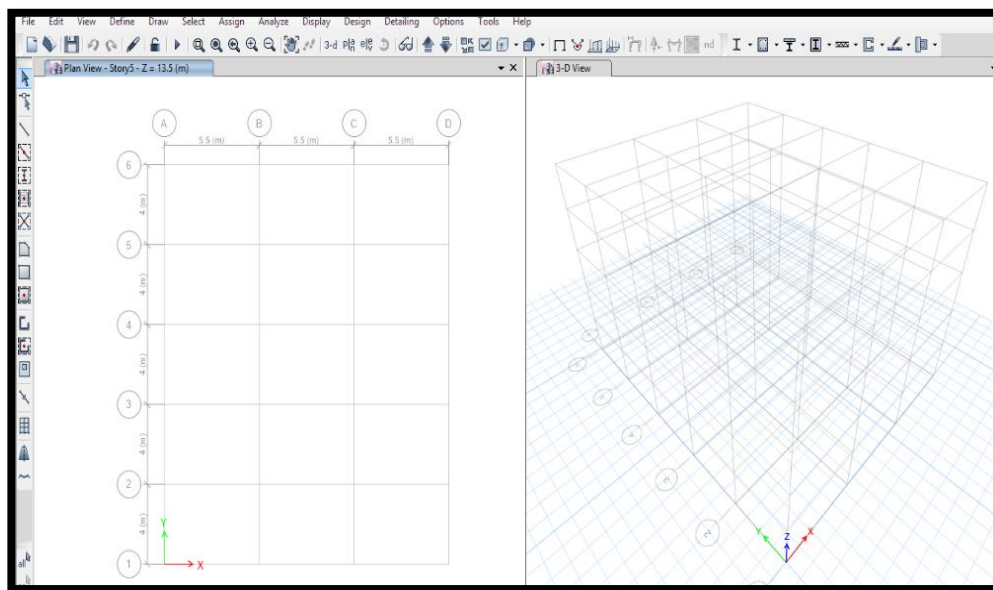


Figura 43. Modelado de edificación, composición. Fuente: Elaboración propia.

**Creación de Material:** Se creó el Material Concreto para una  $f'_c$ : 210 kg/cm<sup>2</sup> y el Material Acero para  $f_y$ : 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

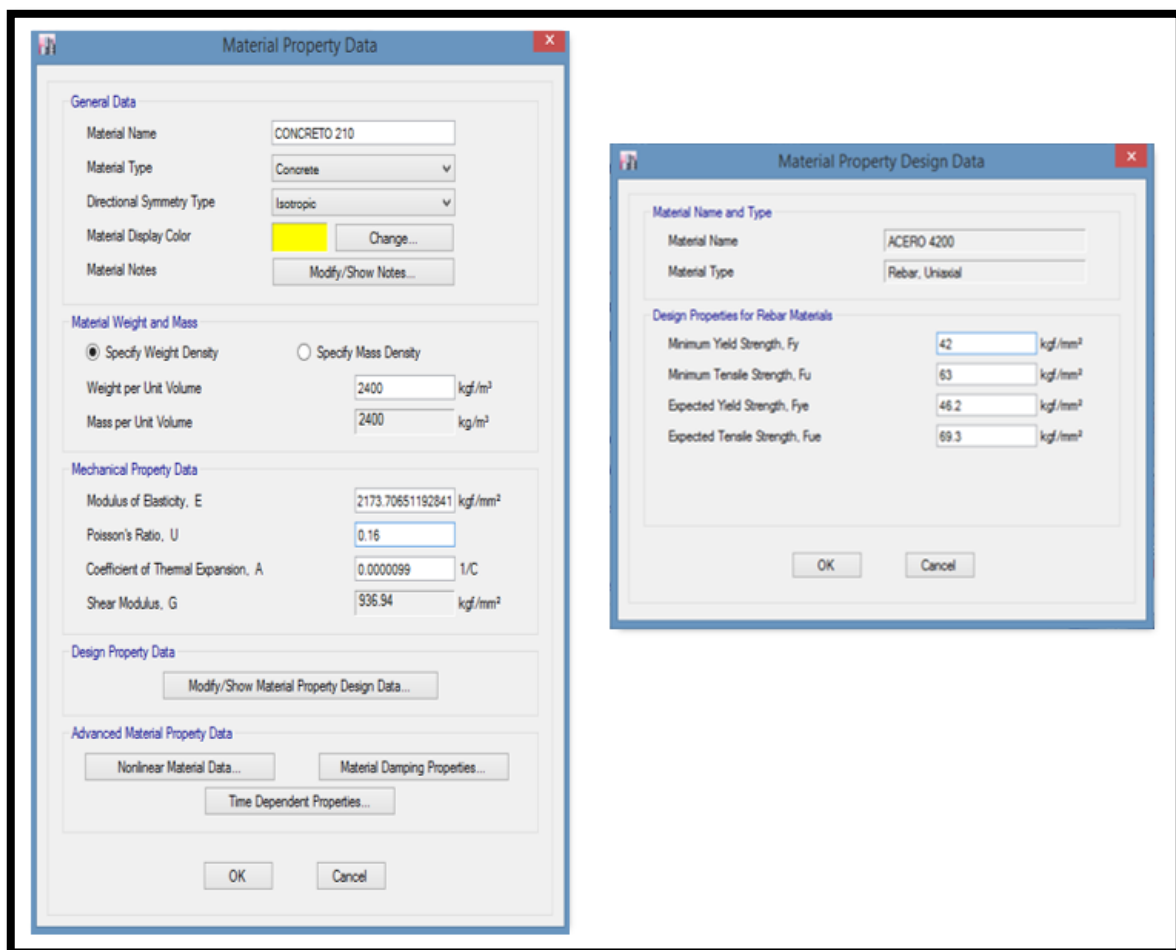


Figura 44. Definición de Material Concreto y Material Acero. Fuente: Elaboración propia.



**Definición de elementos estructurales:** Los elementos estructurales para las edificaciones se conforman de columnas y vigas. Para ambas edificaciones (A y B), se tiene una única columna de dimensión 50 cm x 30 cm.

Para las columnas, inicialmente se tiene que proponer un área de acero correspondiente. Utilizando la cuantía mínima de 1 %, sabiendo que se tiene un área de columna de 1500 m<sup>2</sup>, se tiene que la cuantía mínima equivale a 15 cm<sup>2</sup>. Se propone el uso de varillas de acero de 5/8, equivalentes a 1.98 cm<sup>2</sup> de área, además se plantea una distribución de 3 barras en cada lado del sentido X y 3 en cada lado del sentido Y. Se tiene entonces 8 barras de acero, tal como se muestra en la figura, dando un total de 15.84 cm<sup>2</sup> de área de acero, la cual cumple lo indicado.

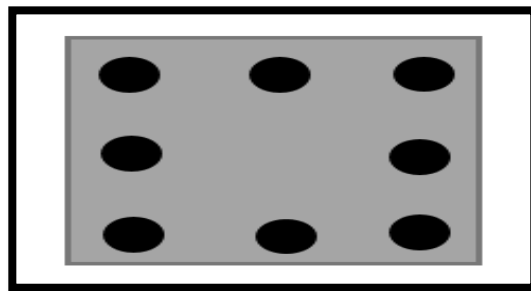


Figura 45. Distribución inicial de acero en columna. Fuente: Elaboración propia.

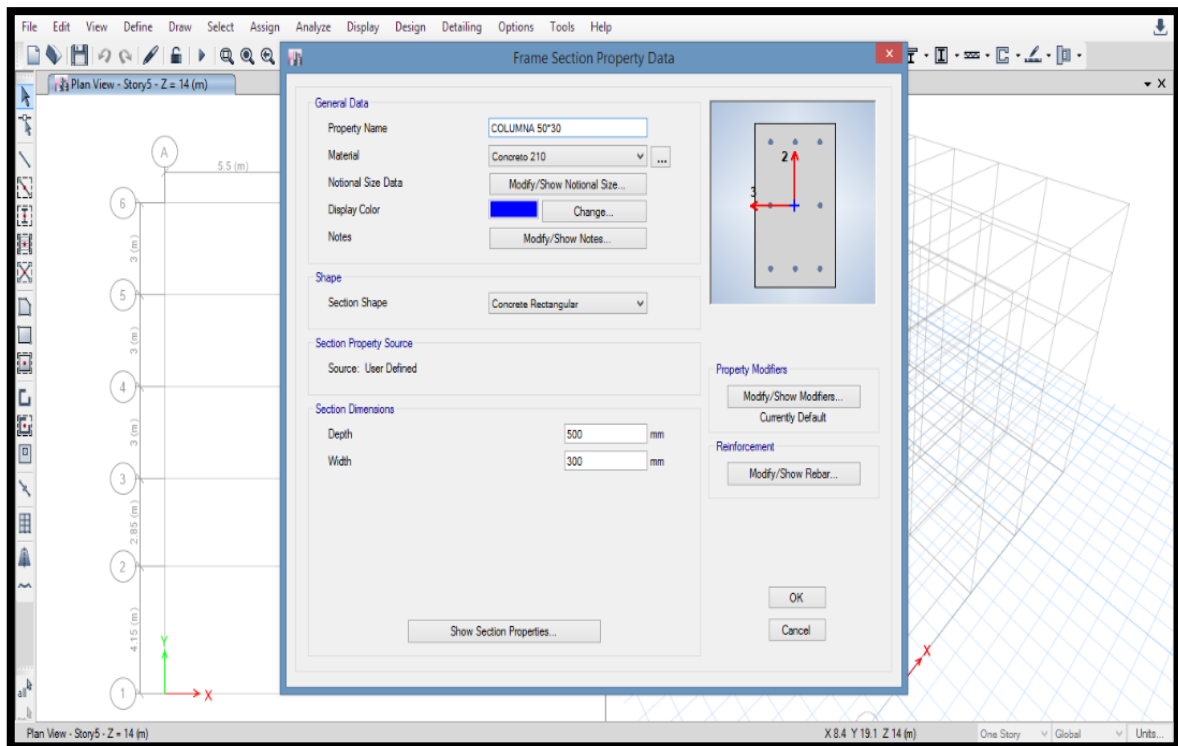


Figura 46. Creación de columnas en ETABS. Fuente: Elaboración propia.

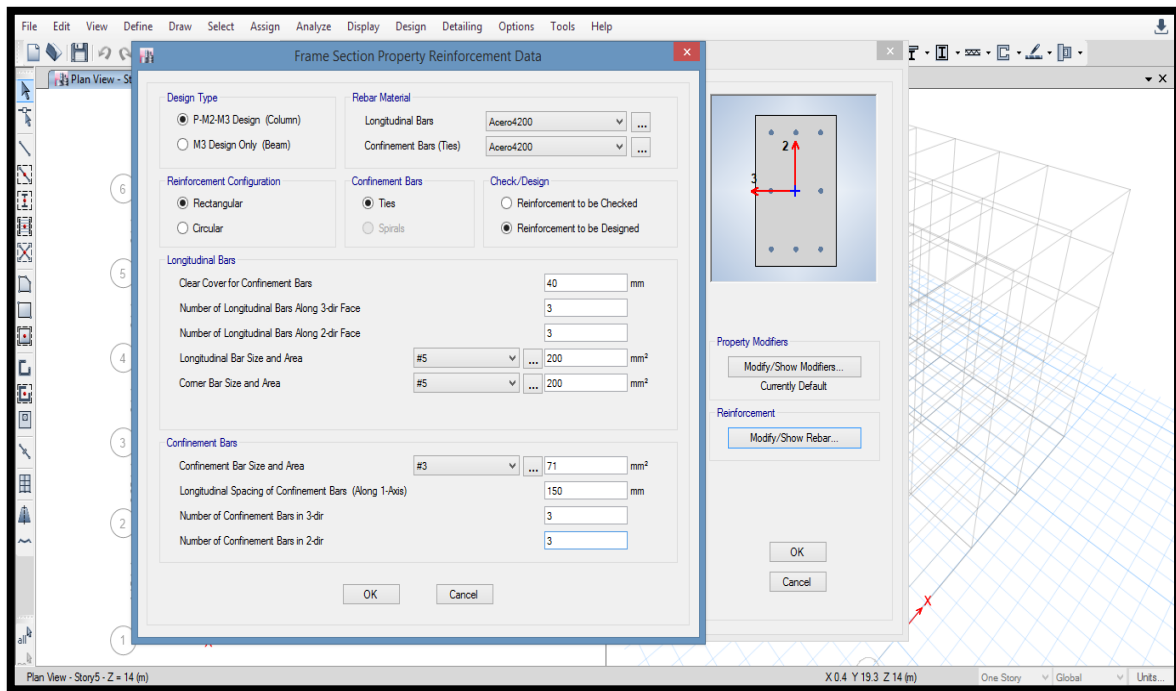


Figura 47. Asignación de acero en columnas. Fuente: Elaboración propia.

Se tiene dos tipos de vigas: Principal (Eje X) de 25 cm x 50 cm y Secundaria (Eje Y) de 25 cm x 40 cm. Se asignó un recubrimiento de 5 cm.

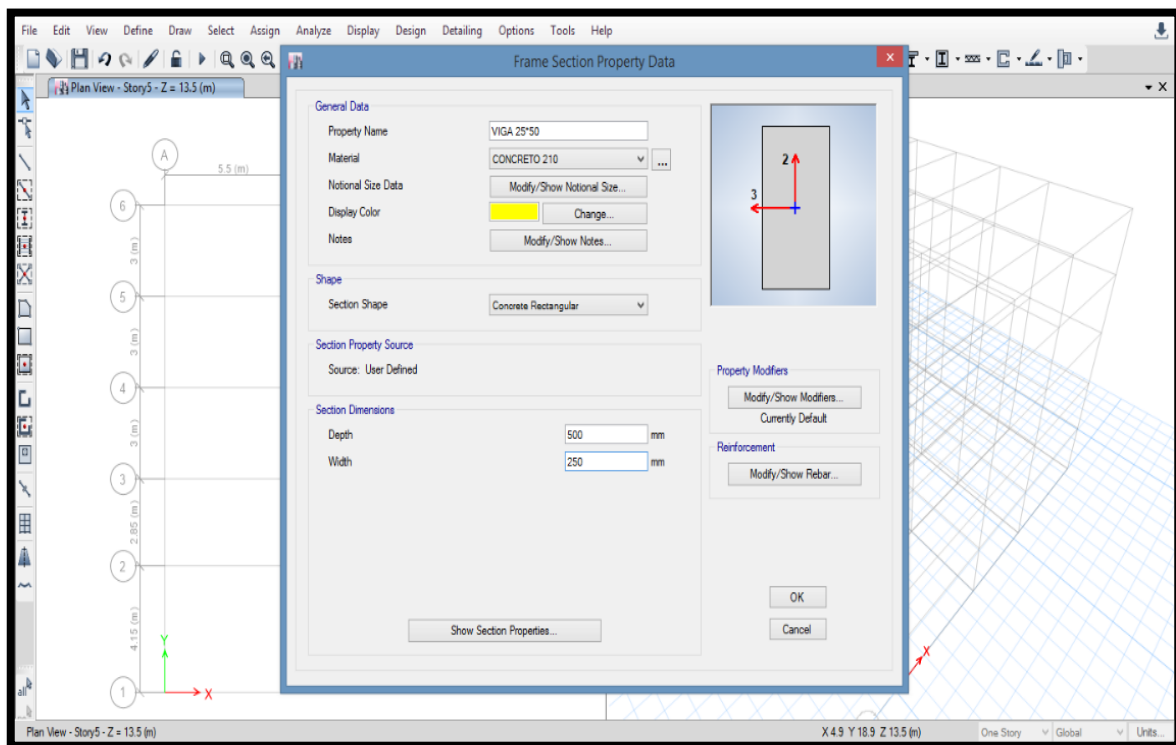


Figura 48. Creación de viga principal en ETABS. Fuente: Elaboración propia.

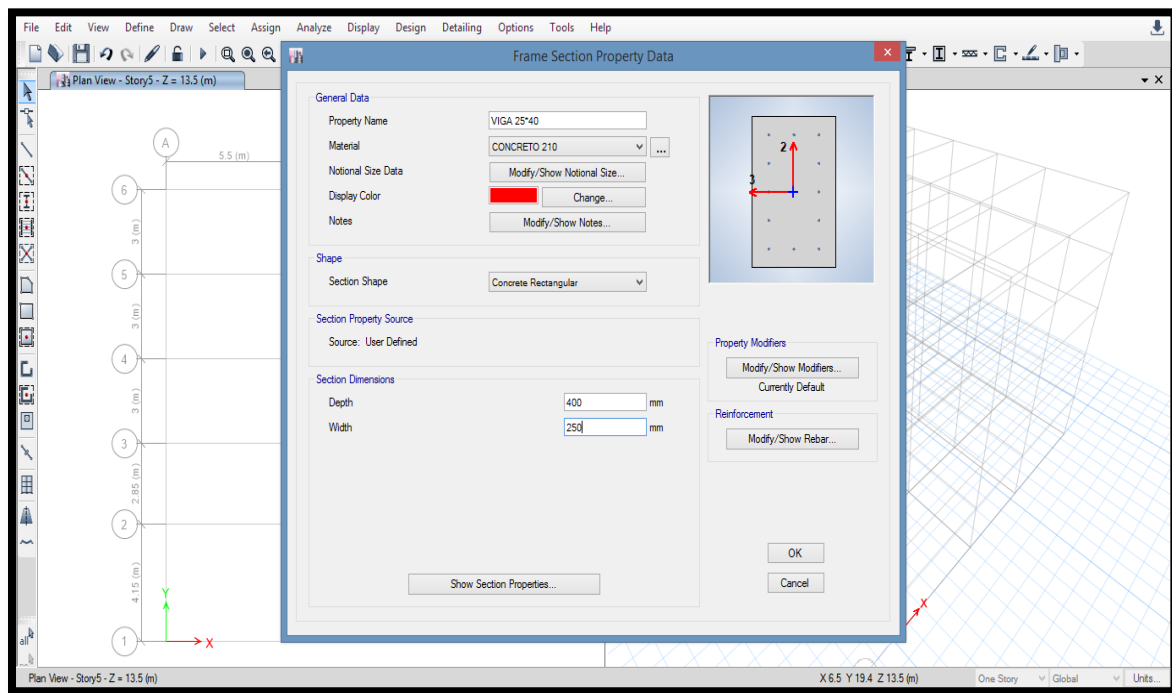


Figura 49. Creación de viga secundaria en ETABS. Fuente: Elaboración propia.

Se tiene una losa de 20 cm de espesor, la cual se modeló tipo Ribbed, considerando 5 cm de recubrimiento y un espaciamiento entre viguetas de 40 cm. Al modelar una losa tipo Ribbed, el ETABS no considera el peso del ladrillo, por lo que es necesario añadir la carga respectiva por m<sup>2</sup> al momento de incluir las cargas que actúan en la edificación.

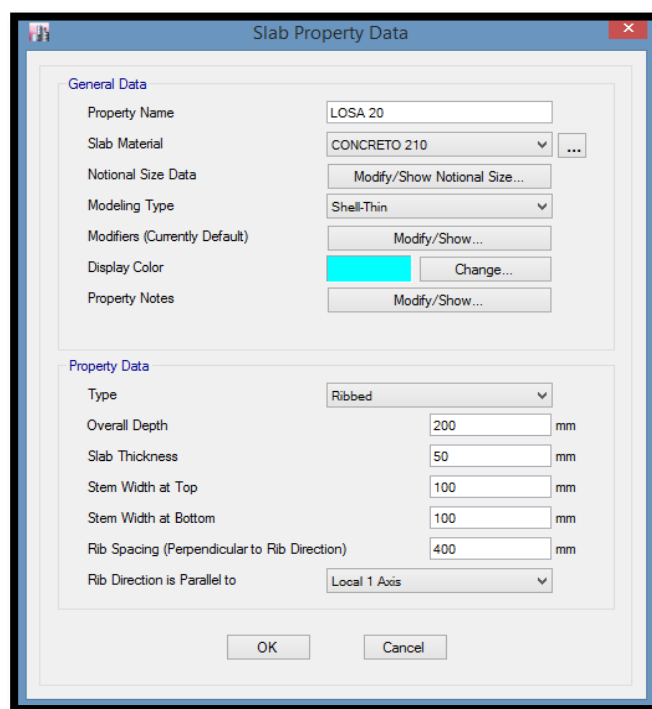


Figura 50. Creación de losa en ETABS. Fuente: Elaboración propia.

**Peso de concreto y ladrillo de losa:** Se procede a hallar el peso que conforma el ladrillo en la losa aligerada, ya que el ETABS sólo considera el peso de viguetas y capa de concreto.

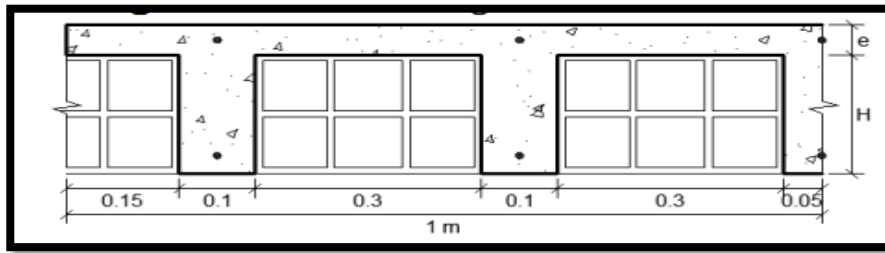


Figura 51. Distribución de elementos en losa. Fuente: Aquino y Rodríguez (2015).

Se tiene un espesor de losa de 0.2 m, un recubrimiento (capa de concreto) de 0.05 m. y un peralte de viga de 0.15 m. Se tiene 2.5 viguetas por metro (0.25 m de longitud). Por lo tanto, el volumen de concreto en la losa por m<sup>2</sup> es de: 0.05 m.+ (0.25 m x 0.15 m) = 0.0875 m<sup>3</sup>. Hallando el peso del concreto en losa por m<sup>2</sup> = 0.0875 m<sup>3</sup> x 2400 kg/m<sup>3</sup>=210 kg/m<sup>2</sup>

Según Anexo 1 de la E.020 (2006), una losa aligerada tiene un peso de 300 kg/m<sup>2</sup>; por lo tanto, es necesario restar este peso con el del concreto, para tener el peso de ladrillo, siendo: 300 kg/m<sup>2</sup> – 210 kg/m<sup>2</sup> = 90 kg/m<sup>2</sup>; este peso será añadido al ETABS en forma de carga.

Es importante resaltar que en otros estudios, las escaleras no son consideradas en el modelo de ETABS y en su lugar únicamente se suele asignar la carga correspondiente, esto puede deberse a distintos puntos de vista y criterios. Para este estudio se decidió considerar la escalera, lo cual tendrá efecto en la rigidez de la estructura y más aún al ser el sistema estructural de pórticos. Respecto a la modelación de la escalera en ETABS, se utilizó una losa Shell - Thin de tipo Slab.

**Adición de Cargas a ETABS:** Se añadió la Carga Muerta y Carga Viva a la losa y escalera.

- Carga Muerta en losa de niveles del 2 - 5: Peso de Tabiquería, Peso de Acabados y Peso de Ladrillo de aligerado. Siendo: 200 kg/m<sup>2</sup> + 100 kg/m<sup>2</sup>+90 kg/m<sup>2</sup> = 390kg/m<sup>2</sup>.

- Carga Muerta en losa de techo de nivel 5: Peso de Acabados + Peso de ladrillo de aligerado. Siendo:  $100 \text{ kg/m}^2 + 90 \text{ kg/m}^2 = 190 \text{ kg/m}^2$ .
- Carga Muerta en Losa llena (considerada para losa de recibo de escalera): Sólo  $100 \text{ kg/m}^2$  por acabados, ya que el ETABS considera todo su peso propio que es  $480 \text{ kg/m}^2$ .
- Las cargas de escalera se encuentran en los **subtítulos 3.12.4.1.3 y 3.12.4.2.2**.

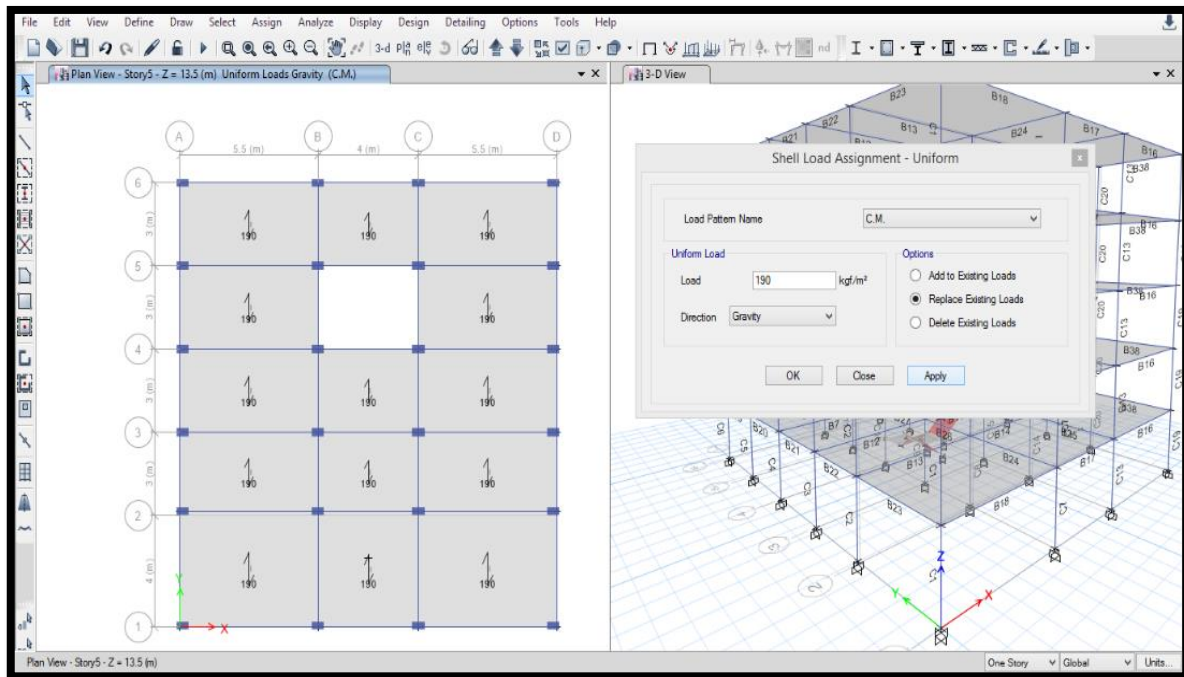


Figura 52. Asignación de Carga Muerta (Peso de ladrillo) en ETABS. Fuente: Elaboración propia.

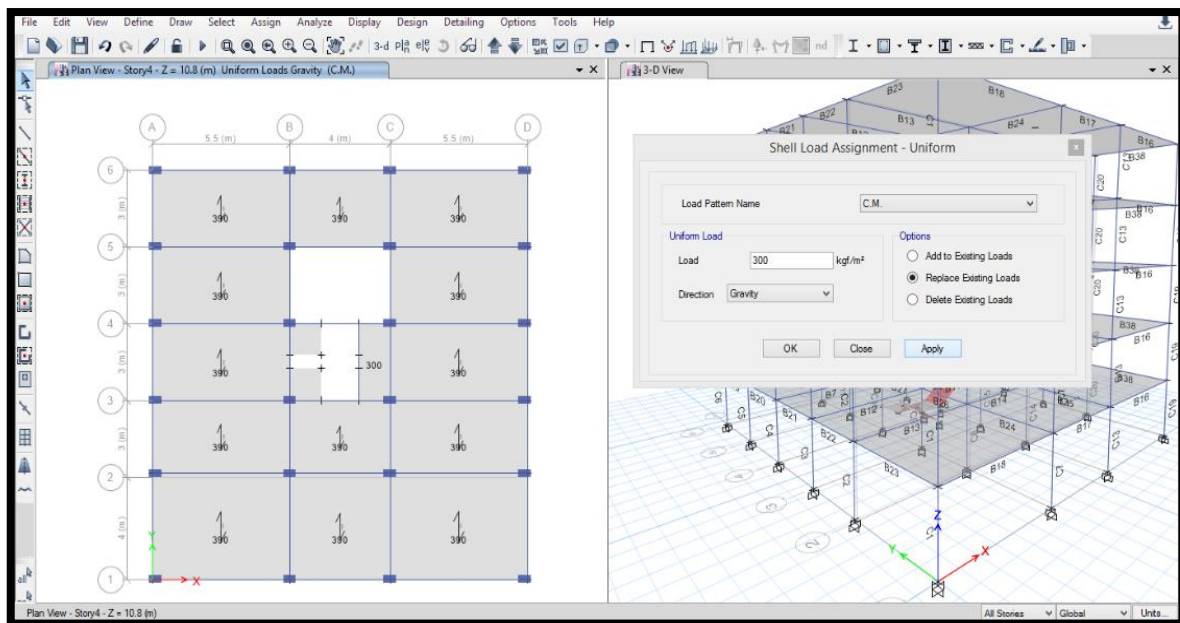


Figura 53. Asignación de Carga Muerta (Acabados y Tabiquería) en ETABS. Fuente: Elaboración propia.



Se considera una Carga Viva en losa de niveles 2-5 de 200 kg/m<sup>2</sup> y una Carga Viva en losa de techo de nivel 5 de 100 kg/m<sup>2</sup>.

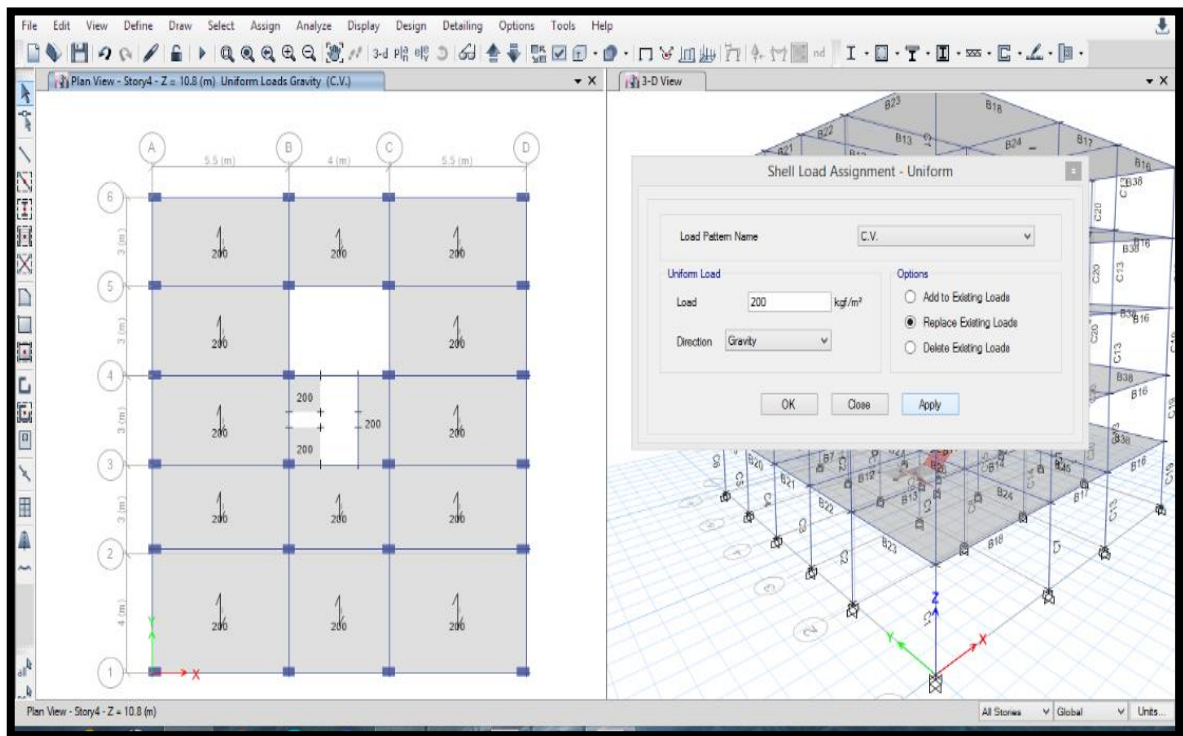


Figura 54. Asignación de Carga Viva (Planta típica) en ETABS. Fuente: Elaboración propia.

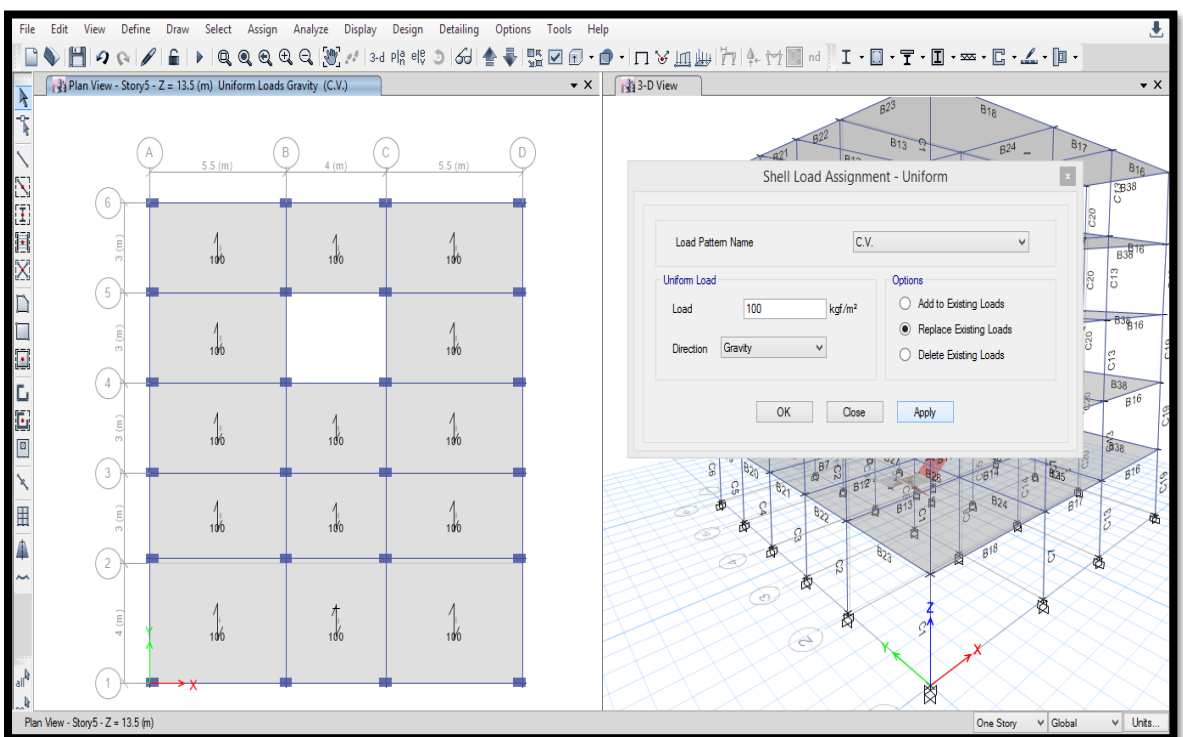


Figura 55. Asignación de Carga Viva (Techo) en ETABS. Fuente: Elaboración propia.

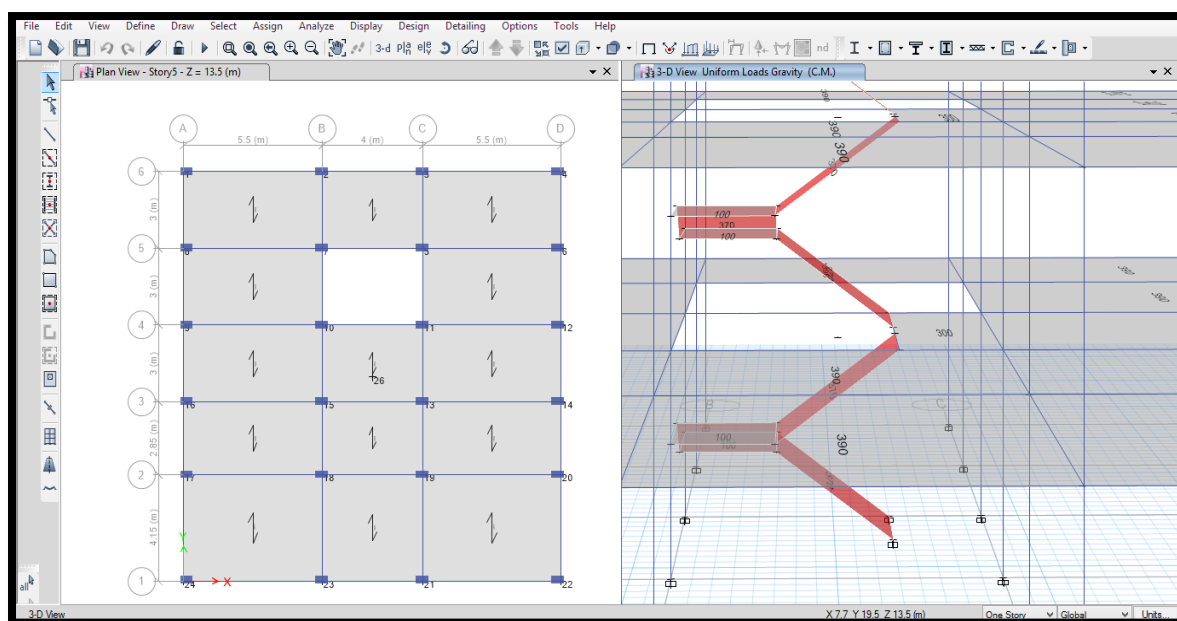


Figura 56. Asignación de Carga Muerta para escalera en ETABS (edificación regular).  
Fuente: Elaboración propia.

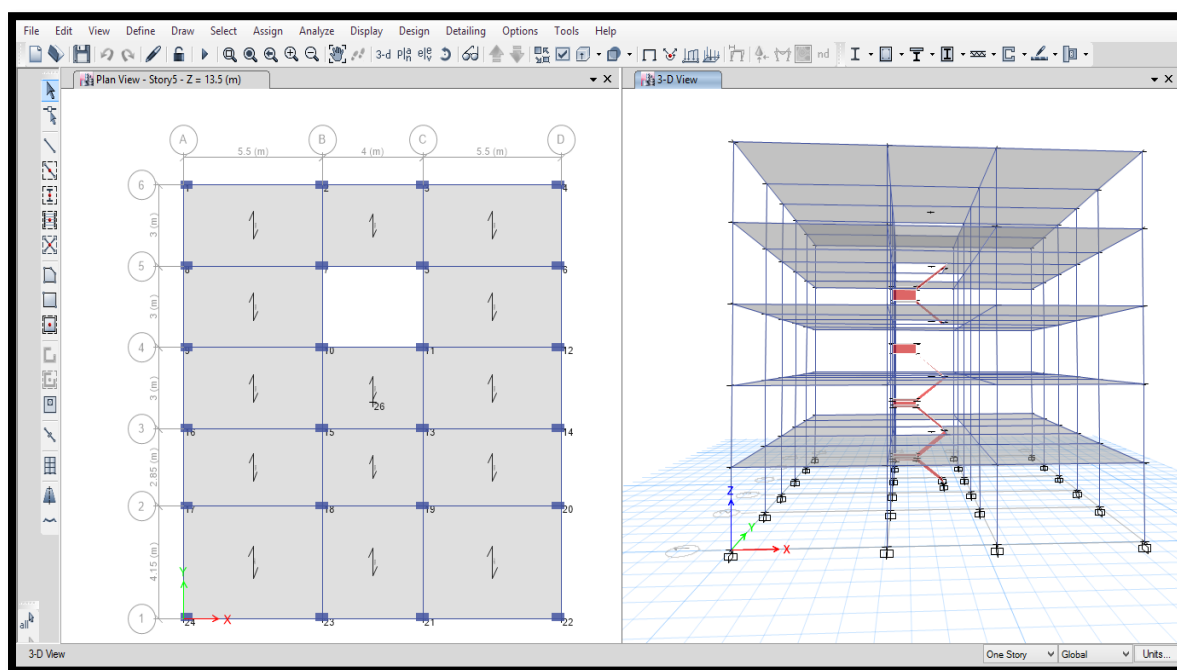


Figura 57. Visualización de la Edificación A (regular). Fuente: Elaboración propia.

Debido a que se consideró la escalera en el modelamiento, se debe tener cuidado con la asignación de los diafragmas. Al asignar el diafragma de entrepiso a cada nivel, el ETABS considerará también las losas de descanso de la escalera como parte de ellos; es necesario que cada diafragma esté a una sola altura, sino se tendrá variaciones sustanciales en los resultados, por tanto los diafragmas de entrepiso se deben desligar de las losas de descansos de la escalera.

Se modeló la estructura irregular de la misma manera que la estructura regular, únicamente se modificó la altura del primer nivel, incrementándose éste en 1.35 m, que equivale a un incremento de altura del 50 %; también se incrementó el tramo de escalera, la cual ya no tendrá en su primer tramo 4 escalones sino 12.

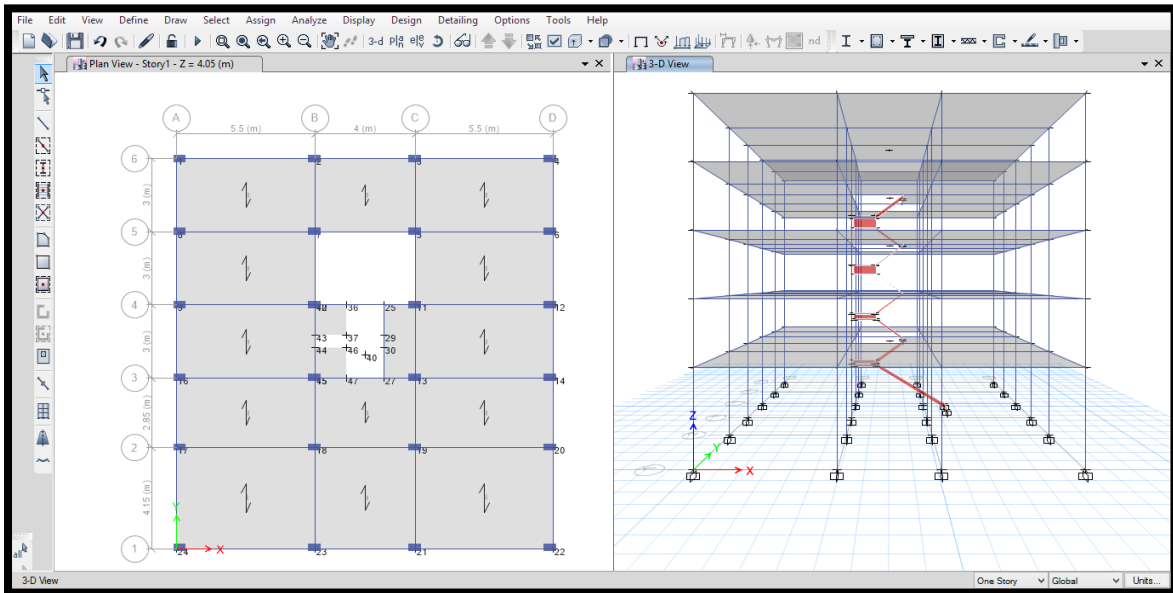


Figura 58. Visualización de la Edificación B (irregular). Fuente: Elaboración propia.

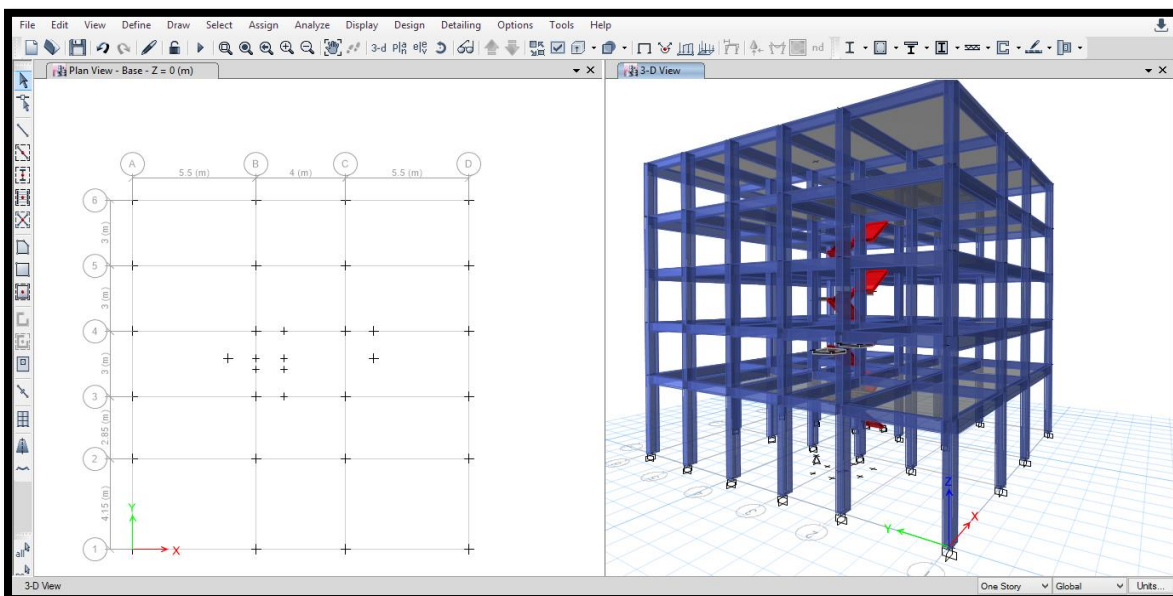


Figura 59. Visualización de la Edificación B (irregular), elementos en 3D. Fuente: Elaboración propia.

Cabe señalar que las columnas ubicadas en esquina y en el centro exterior, han sido desplazadas 2.5 cm en X y 12.5 cm en Y según corresponda, con el fin de dar el alineamiento correcto en los elementos (viga y columna) de borde.



### 3.14. Análisis Sísmico

Las estructuras no son diseñadas únicamente por carga de gravedad, existen los casos de carga debido a sismo, viento y nieve; siendo viento y nieve, usados si la zona de ubicación de la estructura lo requiera. El análisis sísmico es requerido por su importancia en el diseño de estructuras, ya que mediante este se obtiene los esfuerzos internos y desplazamientos que tendrá la edificación, en otras palabras, nos muestra el comportamiento que la estructura tendrá ante una sollicitación sísmica. El análisis sísmico busca cumplir con lo establecido en la filosofía del diseño sismo resistente, según el Artículo 3 de la E.030 (2018) , la cual consiste en:

- Evitar pérdidas de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

#### 3.14.1. Análisis Estático

Para realizar el análisis estático, se asignan parámetros sísmicos con el fin de determinar la fuerza horizontal.

La fuerza cortante en la base de la estructura debido a la acción sísmica se obtiene de la siguiente manera:

$$V = \frac{ZUSC}{R} \cdot P$$

donde:

- Z = Factor de zona.
- U = Factor de uso e importancia.
- S = Factor del suelo.
- C = Coeficiente sísmico.

- R = Factor de reducción sísmica que depende del sistema estructural y material predominante.
- P = Peso de la edificación.

Se debe cumplir la siguiente condición:  $\frac{C}{R} \geq 0.125$

### 3.14.1.1. Parámetros sísmicos

Los parámetros sísmicos que se mencionaron para obtener la fuerza horizontal o cortante basal, son definidos, según E.030 (2018), de manera detallada a continuación:

- **Factor de Zona (Z):** En este caso, la edificación se encuentra en Lima, Lima. Por lo cual le corresponde la Zona 4, siendo el factor  $Z = 0.45$  (Tabla 1, E.030).

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
LIMA	LIMA	ANCÓN	4	TODOS LOS DISTRITOS
		ATE		
		BARRANCO		
		BREÑA		
		CARABAYLLO		
		CHACACAYO		
		CHORRILLOS		
		CIENEGUILLA		
		COMAS		
		EL AGUSTINO		
		INDEPENDENCIA		
		JESÚS MARÍA		
		LA MOLINA		
		LA VICTORIA		
		LIMA		
		LINCE		
		LOS OLIVOS		
		LURIGANCHO-CHOSICA		
		LURÍN		
		MAGDALENA DEL MAR		
		MIRAFLORES		
		PACHACÁMAC		
		PUCUSANA		
		PUEBLO LIBRE		
		PUENTE PIEDRA		
		PUNTA HERMOSA		
		PUNTA NEGRA		
		RÍMAC		
		SAN BARTOLO		
		SAN BORJA		
		SAN ISIDRO		
		SAN JUAN DE LURIGANCHO		
		SAN JUAN DE MIRAFLORES		
		SAN LUIS		
		SAN MARTÍN DE PORRES		
		SAN MIGUEL		
		SANTA ANITA		
		SANTA MARÍA DEL MAR		
		SANTA ROSA		
		SANTIAGO DE SURCO		
		SURQUILLO		
		VILLA EL SALVADOR		
		VILLA MARÍA DEL TRIUNFO		

Figura 60. Ubicaciones de Lima con Factor  $Z = 4$ . Fuente: E.030 (2018).

- **Factor de Uso e Importancia (U):** La edificación se encuentra en la categoría C, dentro de las edificaciones comunes, concerniente a viviendas y algunos locales de actividad comercial, por lo que le corresponde un valor = 1 (Tabla 5, E.030, Categoría de las Edificaciones y Factor “U”).
- **Factor de Suelo:** Este factor considera los efectos de amplificación sísmica que se producen por las características del subsuelo de la cimentación. Según el Informe de Microzonificación Sísmica del distrito de La Molina, realizado por el CISMID (2010), asumiendo información del Sondaje MASW-13, se tiene que el suelo entre los 0 y 5 metros de profundidad presenta una propagación de ondas de corte ( $V_s$ ) alrededor de: 460 m/s. El  $V_s$  está relacionado a la rigidez del suelo.  
  
Los casos en estudio se encuentran fundados en un suelo Tipo 2 ( $S_2$ ), el cual pertenece a un suelo medianamente rígido (se le denominará también como semi rígido, siendo ambas palabras con similar significado).
- **Factor de Reducción R:** Dependerá de un factor  $R_o$  (factor inicial) y factores propios de irregularidad. El factor R inicial viene dado por el sistema estructural al que corresponde la estructura, el cual será 8 en ambas, al ser compuesta por Pórticos de Concreto Armado. Los valores respectivos según el caso, se encuentran en la Tabla 7 de la E.030. El sistema estructural puede variar para cumplir con las especificaciones necesarias; sin embargo, en este estudio solo se analizará una vez. Una vez definido el valor de  $R_{inicial}$ , se procede a hallar el valor de R. Los valores de  $I_a$  e  $I_p$  se consideran con el valor de 1, tanto para la estructura A (Altura de primer piso = 2.7 m) y para la estructura B (Altura de primer piso = 4.05 m). En primera instancia asumiremos el valor de 1 para ambas. Es cierto que se pretende que la estructura B sea irregular, pero eso aún es incierto hasta antes de obtener los resultados de los análisis. El presente estudio no se enfoca en obtener valores de

diseño final, únicamente valores de diseño en primera instancia con el fin de verificar variaciones; pero de ser el caso se procedería a modificar el valor de R (si hay cambio de sistema estructural) y los valores de Ia e Ip, ya que de esta forma se “castiga” a la estructura, diseñándola con una fuerza mayor debido a irregularidades.

Por lo tanto:  $R = R_o \times I_a \times I_p = (8)(1)(1)$ . Donde:

- ✓  $R_o$  = Factor R inicial, debe verificarse
- ✓  $I_a$  = Factor dependiente de la irregularidad en altura, debe verificarse.
- ✓  $I_p$  = Factor dependiente de la irregularidad en planta, debe verificarse.
- **Coefficiente sísmico (C):** Se obtuvo un valor de 2.5, para esto es necesario ubicar la condición en la que se ubica, según **Ecuación 31** a **Ecuación 33**, donde:
  - ✓  $T_p$ : Periodo que define la plataforma del factor  $C=0.6$ .
  - ✓  $T_l$ : Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante = 2.
  - ✓  $h_n$ : Altura total del edificio (m) = 13.5 m en regular y 14.85 m en irregular.
- $C_t$ : Coeficiente para estimar el periodo fundamental. = 35, según Artículo 28 de la E.030, para Pórticos, sin muros corte.

#### 3.14.1.2. Cálculo de la Fuerza Cortante Basal

Tanto para la dirección X como para la dirección Y el sistema estructural es el mismo; por lo tanto, se tendrá la misma fuerza cortante en la base de la estructura para ambas direcciones.

Una de las formas de obtener T (Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático de la o periodo de un modo en el análisis dinámico), es la siguiente:

$$T = \frac{h_n}{C_t}$$

Resolviendo,  $T : 13.5/35 = 0.38571$  (regular) y  $T: 14.85/35=0.42429$  (irregular).

Según Tabla N°4 de la E.030, los valores de  $T_p$  y  $T_l$  respectivamente, según el Perfil de suelo son:  $T_p = 2.0$  s y  $T_l=0.6$  s.

En estos casos, la definición del factor  $C$  viene a ser dada por la primera de las tres condiciones ( $T < T_p = 0.38571 < 0.6$ ;  $0.42429 < 0.6$ ), por lo tanto,  $C$  adquiere el valor de 2.5.

Resolviendo tenemos que: 
$$V = \frac{0.45 \times 1 \times 1.05 \times 2.5}{8} \cdot P$$

Por lo tanto,  $V = 0.14765625 P$ .

### 3.14.1.3. Definición de la carga lateral en ETABS

Se procedió a definir la carga lateral en el ETABS, tanto para X como para Y, ambos tienen el mismo coeficiente, ya que tienen las mismas características. Se considera una excentricidad en el diafragma de 0.05, según E.030 (2018) en su Artículo 28.5.

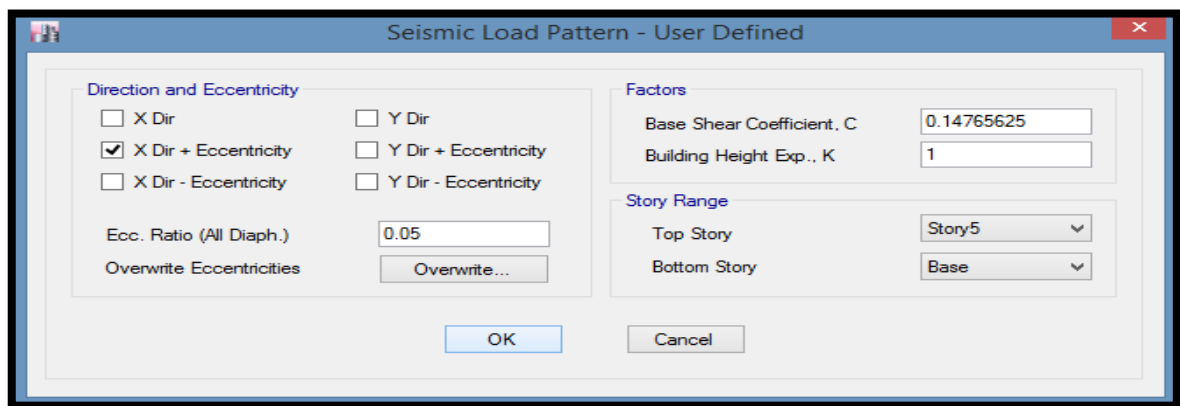


Figura 61. Definición de sismo estático en X. Fuente: Elaboración propia.

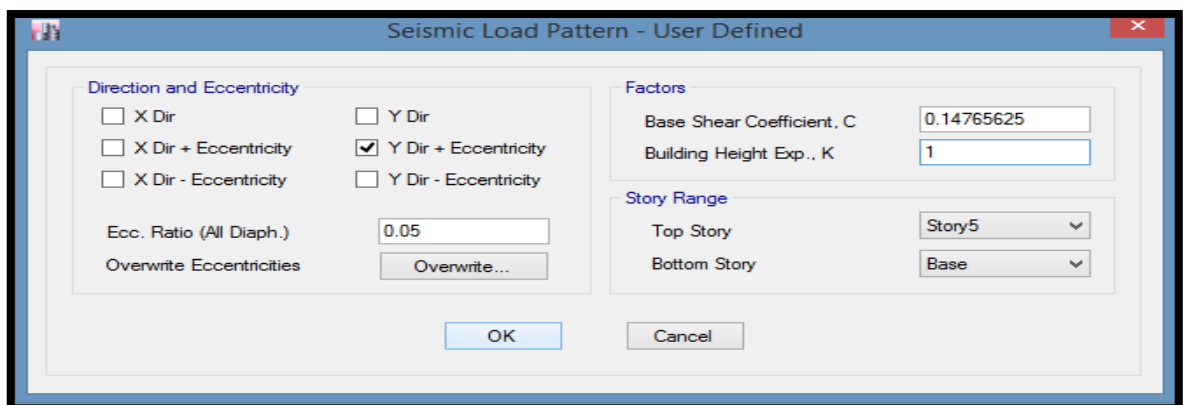


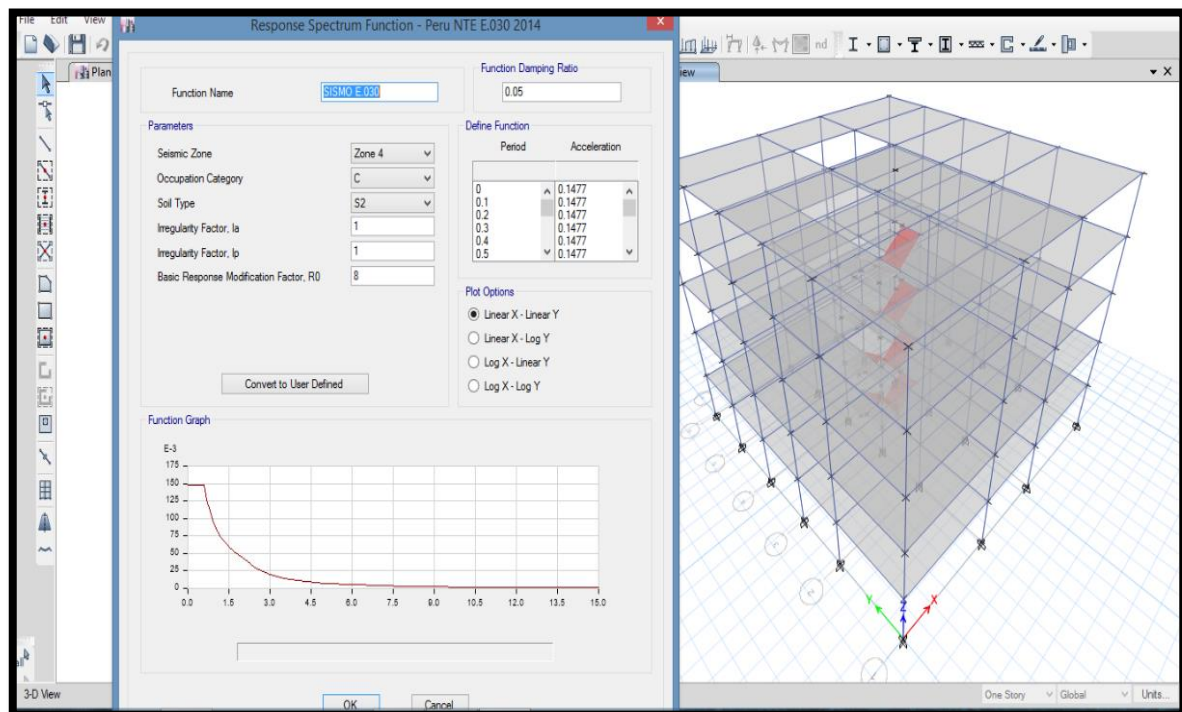
Figura 62. Definición del sismo estático en Y. Fuente: Elaboración propia.

### 3.14.2. Análisis Dinámico

Se analiza las estructuras según el Artículo 29. 2 de la E.030 (2018), la cual menciona usar un espectro inelástico de pseudo aceleraciones conformado por:

$$S_a = (ZUCS/R) \cdot g$$

Los parámetros definidos en el análisis estático siguen siendo los mismos para el análisis dinámico; al tener datos estables en las edificaciones estudiadas, el espectro de respuesta, para los casos de estudio respectivos, se conforma tal como muestra la **Figura 63**.



*Figura 63. Definición del espectro de respuesta para Análisis Dinámico. Vista de edificación regular. Fuente: Elaboración propia.*

### 3.15. Aplicación de la Interacción Suelo Estructura

Para aplicar el modelo dinámico de Interacción Suelo-Estructura, es necesario obtener las propiedades geotécnicas del suelo de fundación, obtener los pesos que llegan a la fundación, predimensionar la cimentación correspondiente, calcular las Masas Traslacionales y Masas Rotacionales respecto al suelo, calcular las rigideces respectivas y aplicar lo mencionado al ETABS con el fin de obtener la respuesta sísmica mediante Análisis Estático y Análisis

Dinámico. Se suele analizar cimentaciones cuando se tiene las dimensiones finales que tendrán los elementos portantes; sin embargo, para aplicar la ISE es necesario considerarlas antes.

### ***3.15.1. Propiedades geotécnicas del suelo de fundación***

En cuanto al terreno de fundación se decidió utilizar propiedades representativas del subsuelo del distrito de La Molina, específicamente de la Zona I según su Microzonificación Sísmica, la cual fue realizada por el CISMID y se encuentra libre de descarga en Internet.

#### **3.15.1.1. Características del suelo de fundación**

El presente estudio se basa en casos hipotéticos, debido a que el objetivo es analizar éstos en base a un suelo rígido, se optó por consignar propiedades representativas del distrito de La Molina. La información respectiva se obtiene del Informe titulado: "*Microzonificación sísmica del distrito de La Molina*" y de su Apéndice B, denominado: "*Características geotécnicas del Distrito de La Molina*", siendo éstos obra del CISMID (2010), los cuales se encuentran libre de descarga en Internet. El distrito de La Molina se encuentra dividida en cuatro zonas según su Microzonificación Sísmica, para el presente estudio se utilizará la información concerniente a la Zona I, la cual posee un suelo de mayor rigidez respecto a otras zonas. La información utilizada tiene como fin una suposición hipotética para simular un comportamiento bajo ciertas características, por lo que el presente informe no se basa en estudiar el suelo del distrito mencionado.

A continuación se presentan las características geotécnicas según estudios realizados por CISMID (2010) sobre el suelo de fundación, siendo:

- Terreno natural conformado por grava compacta o roca.
- Ángulo de Fricción: 32°.
- Peso específico del suelo: 1.95 tn/m<sup>3</sup>.

- Coeficiente de Poisson del Suelo( $\nu$ ): 0.3.
- Módulo de Elasticidad: 7000 ton/m<sup>2</sup>.
- Módulo de Elasticidad (mencionado anteriormente) aproximado de 70 MPa.
- Cohesión: Inexistente, no considerada.
- Características sísmicas: Periodo dominante del suelo alrededor de 0.1 s. Factores

de Amplificación Sísmica variantes en un intervalo de 1 a 2. El factor de amplificación mencionado anteriormente corresponde al factor de amplificación del suelo; por tanto, no debe confundirse con el factor de amplificación que se obtiene con la E.030, el cual considera la amplificación de la estructura respecto a la del suelo.

#### **3.15.1.2. Capacidad de carga del suelo de fundación**

Es fundamental obtener el esfuerzo neto del terreno (suelo), ya que posteriormente se dimensionará los cimientos (zapatas aisladas) de las edificaciones. Para calcular la capacidad de carga existen diversas ecuaciones, planteadas por Terzaghi, Meyerhof, etc.

Datos para el cálculo del esfuerzo neto del terreno:

- C: Cohesión del suelo = 0 tn/m<sup>2</sup>. Inexistente o no considerada.
- B: Dimensión de cada lado de la cimentación o diámetro, es un valor lógico propuesto inicialmente, para este caso = 1 m.
- $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  son factores de carga se obtienen según el ángulo de fricción del suelo ( $32^\circ$ ). Se tiene valores de 44.04, 28.52 y 26.87 (adimensionales) respectivamente.
- $\gamma$ : Peso específico del suelo = 1.95 tn/m<sup>3</sup>.

##### **3.15.1.2.1. Capacidad de carga última del suelo según Terzaghi**

Se obtuvo una capacidad de carga última de 7.657 kg/cm<sup>2</sup>; al dividirla con un Factor de Seguridad de 3.5, se tiene una capacidad de carga admisible de 2.188 kg/cm<sup>2</sup> (ver **Anexo D**).



### 3.15.1.2.2. Capacidad de carga última del suelo según Meyerhof

Se procedió también a utilizar la ecuación propuesta por Meyerhof debido a que la ecuación anterior, a pesar de seguir siendo usadas y otorgar buenos resultados en cimentaciones, se tendrán incertidumbres en el cálculo, según se menciona en el libro titulado: “*Fundamentos de Ingeniería Geotécnica de Braja Dass*” (2001), utilizando datos mencionados anteriormente, a excepción de factores de forma, profundidad e inclinación. Se obtiene la capacidad de carga resolviendo la siguiente ecuación:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  son factores de carga se obtienen según el ángulo de fricción del suelo ( $32^\circ$ ). Teniendo valores de 35.49, 23.18 y 30.22 (de manera adimensional) respectivamente.

Se hizo un cálculo respectivo de los factores de forma, profundidad e inclinación (los cuales se muestran con mayor precisión en el **Anexo D**) obteniendo:

$$F_{cs} F_{qs} F_{\gamma s} = \text{Factores de forma: } 1.326571, 1.312435, 0.8.$$

$$F_{cd} F_{qd} F_{\gamma d} = \text{Factores de profundidad: } 1.4, 1.216897, 1.$$

$$F_{ci} F_{qi} F_{\gamma i} = \text{Factores de inclinación: } 1, 1, 1.$$

Resolviendo la ecuación de capacidad de carga última de Meyerhof se tiene: 9.576 kg/cm<sup>2</sup>; al dividirla sobre un Factor de Seguridad de 3.5, se obtuvo una capacidad de carga admisible de 2.736 kg/cm<sup>2</sup> (El cálculo se encuentra en el **Anexo D**).

Para el presente estudio se utilizará el valor obtenido por la ecuación de Meyerhof.

### 3.15.2. Cimentación tipo zapatas aisladas

La cimentación para este tipo de estudio está constituida únicamente por zapatas aisladas. Se considera que la edificación no tiene inconvenientes en sus límites perimetrales,

por lo que se dimensionará todas las zapatas siguiendo el proceso de zapata centrada y en caso de carga no central, se verificará que la dimensión sea suficiente respecto a las excentricidades.

Se usarán tres tipos de zapatas: Zapata de Esquina (también conocida como zapata esquinera) o Z-1 (referente a las 4 zapatas de esquina), Zapata Central Exterior o Z-2 (refiriéndose a las 12 zapatas que conforman los bordes centrales de la edificación tanto en el eje X como en Y), Zapata Central o Z-3 (refiriéndose a las 8 zapatas centrales).

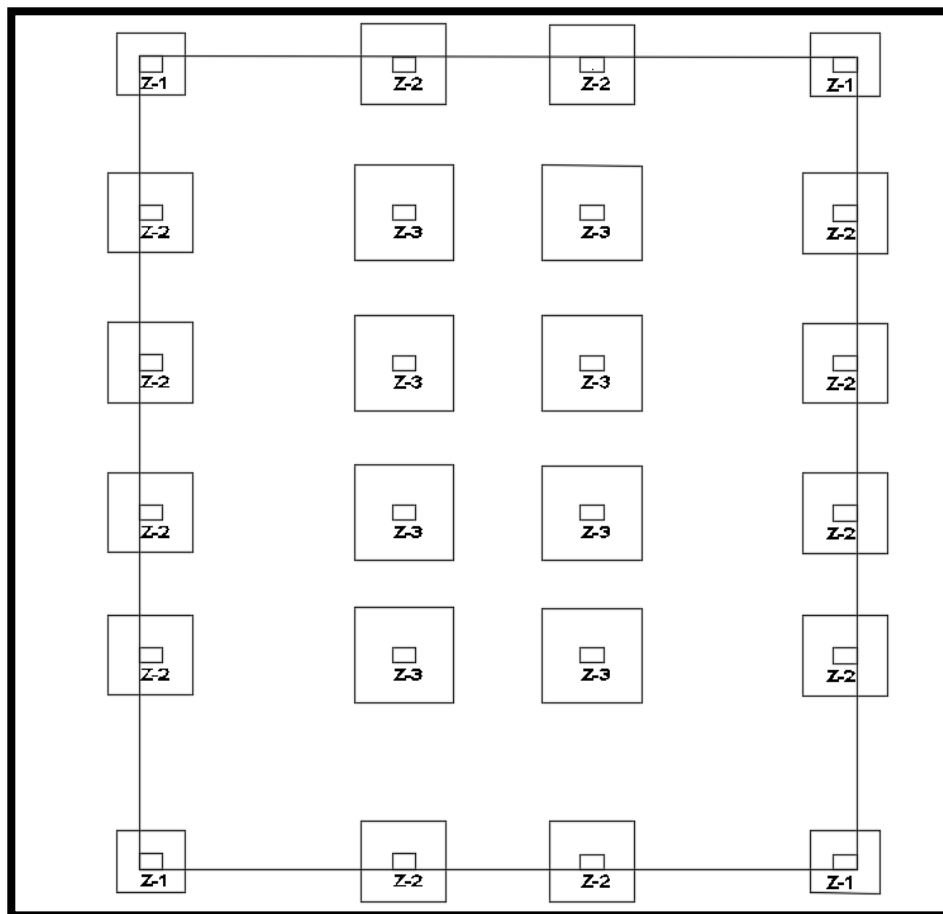


Figura 64. Distribución de tipos de zapata. Fuente: Elaboración propia.

### 3.15.2.1. Predimensionamiento

Se predimensionará la cimentación de las edificaciones, siendo zapatas aisladas, además todas serán zapatas con pilar céntrico. La cimentación resultó de las mismas dimensiones para ambos tipos de edificaciones, debido a que la diferencia de pesos es baja. Se asumirá que las edificaciones no poseen terrenos colindantes y se encuentran cimentadas en un amplio terreno,

por lo cual no existirá inconvenientes con realizar un dimensionado de zapatas con baja excentricidad ya que el pilar no caerá en un borde exacto de la zapata sino en zona céntrica. No se uniformizará todas las zapatas por igual, sino que se las agrupará según sus características. Se utilizará la metodología de Morales (2005) y cargas mayoradas según E.060 (2009).

Datos, consideraciones y cálculo previos al predimensionamiento:

- Para todas las zapatas se considerará una profundidad de cimentación inicial de 1 m.
- Se asumirá un nivel de piso terminado de 0.20 m.
- Debido a que el primer nivel es destinado a comercio, la sobrecarga en piso será de 500 kg, según lo que se especifica para tiendas en la Tabla 1 de la E.020 (2006).
- De las propiedades geotécnicas del suelo, según CISMID (2010), se tiene que el peso específico del suelo es de 1.95 tn/m<sup>3</sup>.
- Se considerará el peso específico de concretos intervinientes ( $\gamma_c$ ): 2.4 tn/m<sup>3</sup>.
- Dimensiones de columna: 0.5 m en el Eje X y 0.3 m en el Eje Y.
- $\sigma_t$  o  $q_{adm}$  (capacidad de carga admisible): 2.74 kg/cm<sup>2</sup>.
- H de zapata asumido en primera instancia = 0.50 m.
- Pesos para zapata de esquina:  $P_d = 27.68$  tn,  $P_l = 5.39$  tn (de Columna 1)
- Pesos para zapata central exterior:  $P_d = 42$  tn,  $P_l = 9.16$  tn (de Columna 7)
- Pesos para zapata central:  $P_d = 60.05$  tn,  $P_l = 14.43$  tn (de Columna 8)

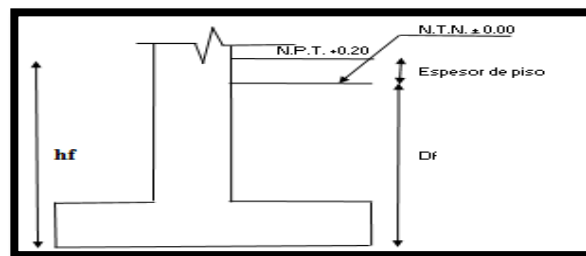


Figura 65. Elevación de una zapata aislada. Fuente: Elaboración propia.

El esfuerzo neto del terreno ( $\sigma_n$ ) o llamado capacidad portante del suelo, se obtiene de la siguiente manera (**Ecuación 16**):

$$\sigma_n = \sigma_t - h_f \gamma_{prom.} - S/C$$

Se calculará  $\sigma_n$  con  $h_f Y$  por cada material, y no utilizando el promedio.

Por tanto,  $\sigma_n$  para todas las zapatas es:  $(2.74 \text{ kg/cm}^2 \times 10) - (2.4 \text{ tn/m}^3 \times 0.2 \text{ m}) - (1.95 \text{ tn/m}^3 \times 0.5 \text{ m}) - (2.4 \text{ tn/m}^3 \times 0.5 \text{ m}) - (500 \text{ kg/m}^2 / 100) = 19.706 \text{ tn/m}^2$ .

### 3.15.2.1.1. Área de zapata

El área de zapata se obtiene mediante la siguiente expresión (**Ecuación 15**):

$$A_{zapata (t*s)} = \frac{Pd + Pl}{\sigma_n}$$

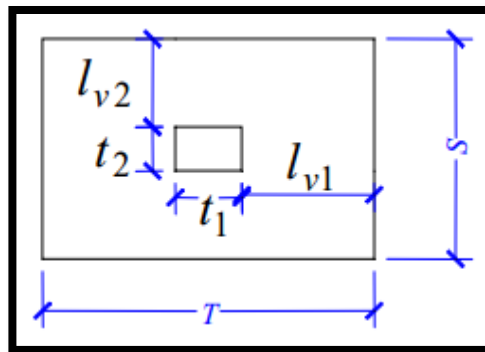


Figura 66. Dimensiones en planta para calcular en una zapata aislada. Fuente: Roberto Morales (2005).

- **Zapata de esquina:** La zapata representativa es la correspondiente a la Columna 1.

Área requerida, según **Ecuación 15**: 1.678 m. Se deberá calcular T, S, L1 y L2. Por lo tanto, para cumplir el área requerida, se propone: 1.35 m.x 1.35 m. = 1.8225 m<sup>2</sup>.

$$T = 1.35 \text{ m} + (0.5 \text{ m} - 0.3 \text{ m}) / 2.$$

$$S = 1.35 \text{ m} - (0.5 \text{ m} - 0.3 \text{ m}) / 2.$$

Se obtienen T = 1.45 m y S = 1.25 m.

Donde: L1 = L2.

$$L1 = (1.45 \text{ m} - 0.5 \text{ m}) / 2 = 0.475 \text{ m}.$$

$$L2 = (1.25 \text{ m} - 0.3 \text{ m}) / 2 = 0.475 \text{ m}.$$

- **Zapata central exterior:** La zapata representativa es la correspondiente a la Columna 7. Área requerida, según **Ecuación 15**: 2.596 m<sup>2</sup>. Se deberá calcular T, S, L1 y L2. Por lo tanto, para cumplir el área requerida, se propone: 1.65 m x 1.65 m = 2.7225 m<sup>2</sup>.

$$T = 1.65 \text{ m} + (0.5 \text{ m} - 0.3 \text{ m}) / 2.$$

$$S = 1.65 \text{ m} - (0.5 \text{ m} - 0.3 \text{ m}) / 2.$$

Se obtienen T = 1.75 m y S = 1.55 m.

Donde: L1 = L2.

$$L1 = (1.75 \text{ m} - 0.5 \text{ m}) / 2 = 0.625 \text{ m}.$$

$$L2 = (1.55 \text{ m} - 0.3 \text{ m}) / 2 = 0.625 \text{ m}.$$

- **Zapata central:** La zapata representativa es la correspondiente a la Columna 8. Área requerida, según **Ecuación 15**: 3.78 m<sup>2</sup>. Se deberá calcular T, S, L1 y L2.

Por lo tanto, para cumplir el área requerida, se propone: 2.0 m x 2.0 m = 4.0 m<sup>2</sup>.

$$T = 2.0 \text{ m} + (0.5 \text{ m} - 0.3 \text{ m}) / 2.$$

$$S = 2.0 \text{ m} - (0.5 \text{ m} - 0.3 \text{ m}) / 2.$$

Se obtienen T = 2.1 m y S = 1.9 m.

Donde: L1 = L2.

$$L1 = (2.1 \text{ m} - 0.5 \text{ m}) / 2 = 0.8 \text{ m}.$$

$$L2 = (1.9 \text{ m} - 0.5 \text{ m}) / 2 = 0.8 \text{ m}.$$

### 3.15.2.1.2. Altura hz de la zapata

La altura de zapata se dimensiona por punzonamiento, la cual debe cumplir la siguiente expresión:

$$V_c = \frac{V_u}{\phi}$$

donde:

$$\phi: 0.75$$

La cortante por punzonamiento actuante y la resistencia al cortante por punzonamiento en el concreto, quedan definidos respectivamente por:

$$V_u = (P_u - W_{nu}(0.5 + d)(0.3 + d))$$

$$V_c = \frac{(P_u - W_{nu}(0.5 + d)(0.3 + d))}{\phi}$$

Se consideró peraltes de zapata relativamente bajos, en base a Morales (2005), esto por ser solo un predimensionamiento y siendo probable y correcto que en un posible diseño final, se incrementen. Del cálculo por punzonamiento (registrado en el **Anexo E**), se obtiene:

- Altura de zapata de esquina: 0.30 m.
- Altura de zapata central exterior: 0.35 m.
- Altura de zapata central: 0.40 m.

#### ***3.15.2.1.3. Dimensiones finales de zapata, considerando excentricidad***

Todas las zapatas utilizadas tienen la columna ubicada en la zona central; sin embargo, las zapatas de esquina y las zapatas centrales exteriores tienen una ligera excentricidad de carga de 12.5 cm y 2.5 cm en Y; las excentricidades de carga se han dado porque las vigas perimetrales deben encajar en el borde de la columna, el cálculo se registra en el **Anexo E**.

- Zapata de esquina: Se realizó un cálculo por excentricidades en dos direcciones, considerando los momentos actuantes en la base de la columna, mostrado en el **Anexo E**. Al realizar el cálculo, no se obtuvo diferencia significativa, por lo que las dimensiones propuestas, se mantienen. Al igual que el cálculo de altura de zapata, el cálculo de longitud por excentricidades se registra en el **Anexo E**.

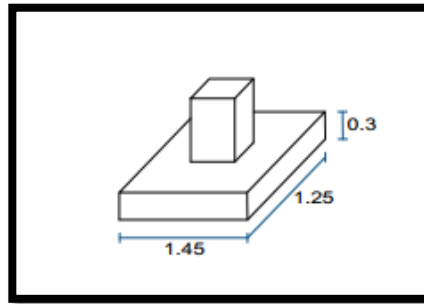


Figura 67. Dimensiones de zapatas de esquina. Fuente: Elaboración propia.

- Zapata exterior central: Se realizó un cálculo por excentricidades en una dirección, considerando los momentos actuantes en la base de la columna, asumiendo una excentricidad menor a  $T/6$ , mostrado en el **Anexo E**.

Al realizar el cálculo, se obtuvo diferencia, por lo que las dimensiones se incrementaron 5 cm a cada lado. Al igual que el cálculo de altura de zapata, el cálculo de longitud por excentricidades se encuentra en el **Anexo E**.

Por lo tanto, las dimensiones (x, y, z) finales de predimensionamiento de la zapata central exterior son: 1.80 m x 1.60 m x 0.35 m.

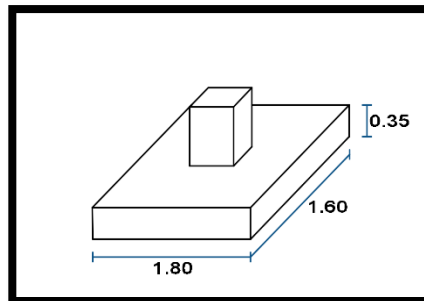


Figura 68. Dimensiones de zapatas centrales exteriores. Fuente: Elaboración propia.

- Zapata central: Para este tipo de zapata no existe excentricidad, por lo tanto, las dimensiones obtenidas anteriormente se mantienen.

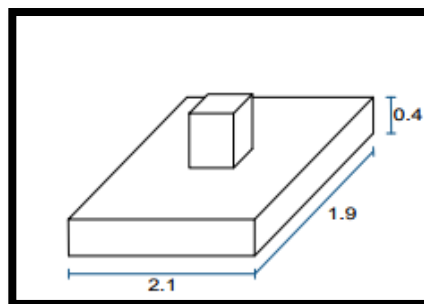


Figura 69. Dimensiones de zapatas centrales. Fuente: Elaboración propia.

Se realizó también el predimensionamiento de zapatas aisladas para la edificación irregular, modificando los pesos y momentos por excentricidades; sin embargo, no se obtuvo variaciones en cuanto a las dimensiones mostradas anteriormente. El cálculo respectivo se encuentra registrado en el **Anexo E**.

### 3.16. Aplicación del modelo de Interacción Suelo-Estructura

Se aplicará el Modelo Dinámico de O.A. Barkán-Savinov, para el cual es necesario colocar a la base de las columnas Masas Rotacionales y Traslacionales y a su vez Coeficientes de Rigidez, de tal manera que se represente el comportamiento del suelo de manera aproximada. La primera parte, comprendida por las Masas Rotacionales y Masas Traslacionales, dependen de las dimensiones de la cimentación. La Edificación A (regular) y la Edificación B (irregular), tienen cimentación (zapatas aisladas) con las mismas dimensiones, por lo que las Masas Rotacionales y Masas Traslacionales serán las mismas en ambos casos.

#### 3.16.1. Masas traslacionales ( $M_x$ , $M_y$ y $M_z$ )

Las masas traslacionales dependen de las dimensiones que tienen las zapatas. En este caso se tiene tres tipos de zapatas según su posición, las cuales son:

- Zapata de Esquina – Z-1.
- Zapata Central Exterior – Z-2.
- Zapata Central – Z-3.

Las dimensiones de acuerdo con el tipo de zapata se muestran en la **Tabla 14**.

*Tabla 14. Dimensiones de zapatas. Fuente: Elaboración propia.*

Zapata según posición	a (m) (en X)	b (m) (en Y)	c (m) (en Z)
Zapata de Esquina Z-1	1.45	1.25	0.30
Zapata Central Exterior Z-2	1.80	1.60	0.35
Zapata Central Z-3	2.10	1.90	0.40



Para calcular las masas traslacionales ( $M_x$ ,  $M_y$  y  $M_z$ ) primero obtenemos los pesos respectivos, es decir multiplicamos el volumen ( $a \times b \times c$ ) por el peso específico del material por el que se conforma la zapata, siendo el material concreto armado = 2400 kg/m<sup>3</sup>.

Ya con el peso respectivo de cada zapata, se procede a dividirla sobre la gravedad = 9.81 m/s<sup>2</sup>.

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{P_{zapata}}{g} = \frac{\gamma \cdot a \cdot b \cdot c}{g} ; (\text{tn} \cdot \text{s}^2/\text{m})$$

Por lo cual, para ambos tipos de edificaciones, se obtiene las masas traslacionales mostradas en la **Tabla 15**.

*Tabla 15. Masas traslacionales de zapata de edificación regular e irregular. Fuente: Elaboración propia.*

Zapata según su posición o dimensión	Peso de zapata (tn)	$M_x$ (tn.s <sup>2</sup> /m)	$M_y$ (tn.s <sup>2</sup> /m)	$M_z$ (tn.s <sup>2</sup> /m)
Z-1	1.305	0.133	0.133	0.133
Z-2	2.4192	0.247	0.247	0.247
Z-3	3.8304	0.390	0.390	0.390

### 3.16.2. Masas rotacionales ( $M_{\phi x} + M_{\phi y}$ y $M_{\phi z}$ )

Las Masas Rotacionales también son dependientes de las dimensiones de las zapatas. Las Masas Rotacionales se obtienen usando las Masas Traslacionales y las dimensiones de las zapatas (ver **Tabla 16**). La **Tabla 16** muestra las Masas Rotacionales que se aplicará a cada base de columna según la zapata correspondiente.

*Tabla 16. Masas rotacionales para los tipos de zapata de edificación regular e irregular. Fuente: Elaboración propia.*

Tipo de zapata según su posición o dimensión	$M_{\phi x}$ (tn.s <sup>2</sup> /m) $M_t \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t(b^2 + c^2)}{12}$	$M_{\phi y}$ (tn.s <sup>2</sup> /m) $M_t \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t(a^2 + c^2)}{12}$	$M_{\phi z}$ (tn.s <sup>2</sup> /m) $\frac{M_t(a^2 + b^2)}{12}$
Z-1	0.021	0.027	0.041
Z-2	0.063	0.077	0.119
Z-3	0.138	0.164	0.261

### 3.16.3. Numeración de zapatas a usarse en el cálculo de Coeficientes de Rigidez y Rigidez de Suelo

Los posteriores cálculos dependerán del peso que se asigne a cada zapata, en este caso para mayor precisión, no se utilizará un peso estándar según el tipo de zapata mencionado anteriormente, sino que se procederá a clasificar las zapatas según su simetría tributaria y por ende, según su peso. Según la clasificación de zapatas por peso tributario que recibe cada columna, se tiene 14 tipos de zapatas. Los pesos respectivos, son tomados del ETABS y redondeados y/o estandarizados según el caso correspondiente, mostrados en la **Tabla 17**.

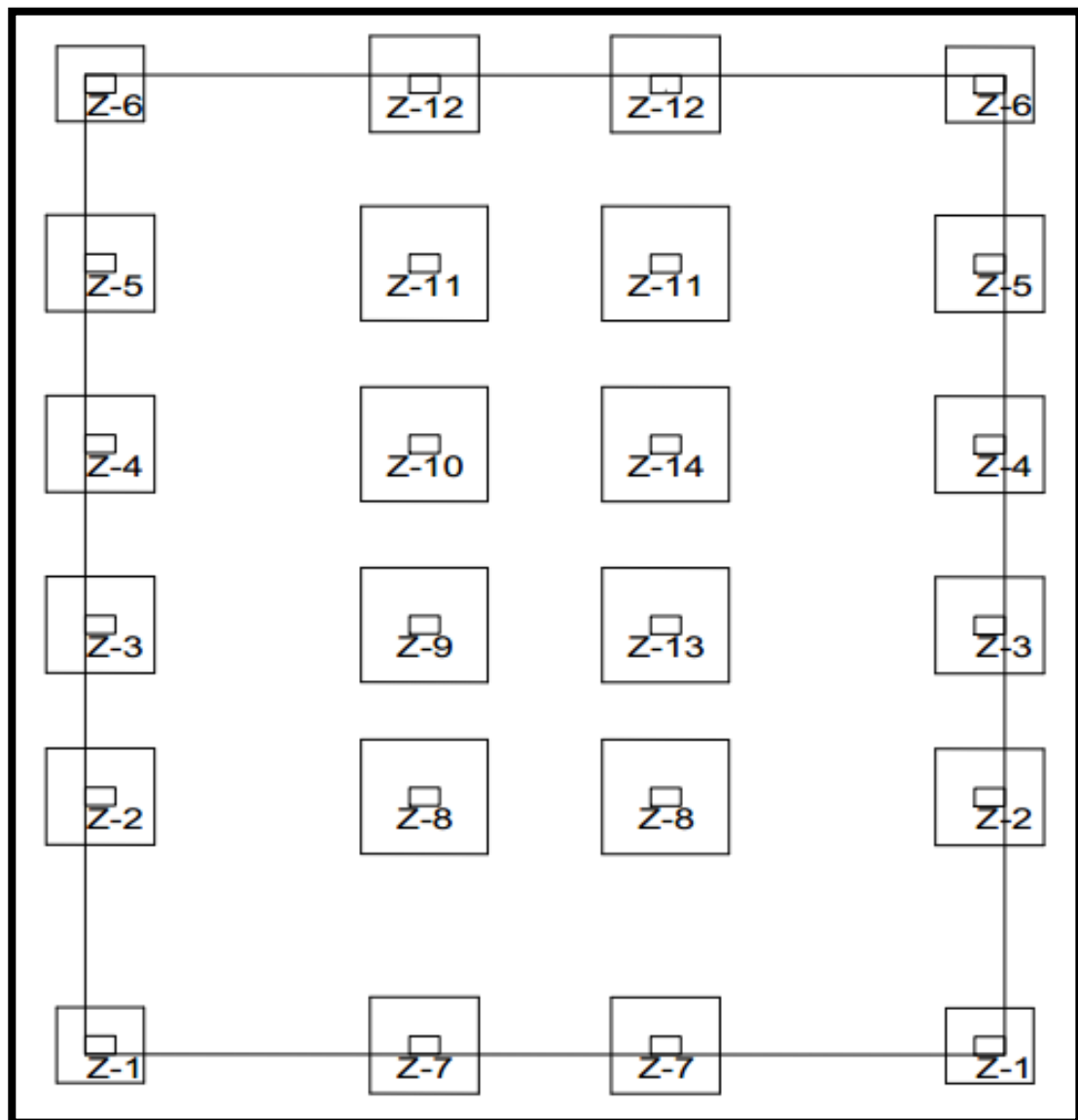


Figura 70. Distribución de zapatas según peso y simetría, edificación regular e irregular.  
Fuente: Elaboración propia.

### 3.16.4. Aplicación de Interacción Suelo-Estructura para edificación regular

Obtenidas las Masas Rotacionales y Masas Traslacionales para ambas edificaciones, se procede a obtener los Coeficientes de Rigidez de la Edificación Regular.

#### 3.16.4.1. Pesos para el cálculo de Coeficientes de Rigidez

Para obtener los Coeficientes de Rigidez, lo primero es definir el peso ejercido sobre cada zapata. La **Tabla 17** muestra los pesos provenientes de las columnas de la edificación regular (Carga Muerta y Carga Viva).

*Tabla 17. Pesos tributarios (CM y CV) para cada zapata provenientes de columnas, edificación regular. Fuente: Elaboración propia.*

Zapata según peso tributario	Columna	CM (tn)	CV (tn)
1	1 y 19	27.68	5.39
2	2 y 20	39.03	8.52
3	3 y 21	34.95	7.47
4	4 y 22	35.18	7.50
5	5 y 23	34.30	7.22
6	6 y 24	22.54	3.96
7	7 y 13	42.00	9.16
8	8 y 14	60.05	14.43
9	9	51.89	11.79
10	10	44.83	9.55
11	11 y 17	44.76	9.74
12	12 y 18	33.46	6.63
13	15	55.20	12.57
14	16	50.87	11.00

Es necesario obtener la Presión Estática ejercida sobre cada zapata, siendo necesario los pesos mencionados en la **Tabla 17**, el peso propio de cada zapata y el área de la misma.

#### 3.16.4.2. Presión Estática ( $\rho$ )

El cálculo de magnitud de presión estática del suelo para cada zapata (ver **Ecuación 48**) se obtiene de un respectivo metrado de cargas tributario (nivel 1 - nivel final), tal que:

$$\rho = \frac{P_{\text{tributario sobre zapata}} + P_{\text{zapata}}}{A_{\text{zapata}}} ; (kg/cm^2)$$

La **Tabla 18** muestra el peso tributario (CM + CV) que recibe cada zapata y el peso correspondiente a cada zapata según sus dimensiones en la **Tabla 19**, para la Edificación A (edificación regular). El peso tributario concerniente a cada zapata es el proveniente de las columnas y ha sido obtenido del ETABS.

*Tabla 18. Peso tributario resultante de la suma de CM y CV de cada zapata de edificación regular. Fuente: Elaboración propia.*

Zapata según peso tributario	Peso (kg)
1	33070.0
2	47550.0
3	42420.0
4	42680.0
5	41520.0
6	26500.0
7	51160.0
8	74480.0
9	63680.0
10	54380.0
11	54500.0
12	40090.0
13	67770.0
14	61870.0

*Tabla 19. Peso propio de cada zapata de edificación regular. Fuente: Elaboración propia.*

Zapata según peso tributario	Peso (kg)
1	1305.0
2	2419.2
3	2419.2
4	2419.2
5	2419.2
6	1305.0
7	2419.2
8	3830.4
9	3830.4
10	3830.4
11	3830.4
12	2419.2
13	3830.4
14	3830.4

La presión estática del suelo para cada zapata, fue calculada tal cual indica la **Ecuación 50**, obteniéndose los resultados mostrados en la **Tabla 20**.

*Tabla 20. Presión Estática por zapata, edificación regular. Fuente: Elaboración propia.*

Zapata según peso tributario	Presión estática (kg/cm <sup>2</sup> )
1	1.897
2	1.735
3	1.557
4	1.566
5	1.526
6	1.534
7	1.860
8	1.963
9	1.692
10	1.459
11	1.462
12	1.476
13	1.794
14	1.647

Se procederá a obtener la inercia de cada zapata en dirección X ( $b \times h^3/12$ ) y en dirección Y ( $h \times b^3/12$ ).

#### **3.16.4.3. Área e Inercia de zapatas**

La **Tabla 21** muestra el área correspondiente a cada zapata y su inercia en ambas direcciones, obtenidas según las dimensiones propias de cada zapata.

Tabla 21. Área e Inercia de cada zapata de edificación regular. Fuente: Elaboración propia.

Zapata según peso tributario	Largo (m)	Ancho (m)	Peralte (m)	Volumen (m3)	Área (cm2)	Inercia X (m4)	Inercia Y (m4)
1	1.45	1.3	0.30	0.544	18125	0.236	0.318
2	1.80	1.6	0.35	1.008	28800	0.614	0.778
3	1.80	1.6	0.35	1.008	28800	0.614	0.778
4	1.80	1.6	0.35	1.008	28800	0.614	0.778
5	1.80	1.6	0.35	1.008	28800	0.614	0.778
6	1.45	1.3	0.30	0.544	18125	0.236	0.318
7	1.80	1.6	0.35	1.008	28800	0.614	0.778
8	2.10	1.9	0.40	1.596	39900	1.200	1.466
9	2.10	1.9	0.40	1.596	39900	1.200	1.466
10	2.10	1.9	0.40	1.596	39900	1.200	1.466
11	2.10	1.9	0.40	1.596	39900	1.200	1.466
12	1.8	1.6	0.35	1.008	28800	0.614	0.778
13	2.10	1.9	0.40	1.596	39900	1.200	1.466
14	2.10	1.9	0.40	1.596	39900	1.200	1.466

#### 3.16.4.4. Coeficiente de Balasto, Coeficiente Do y Coeficiente de Poisson

El valor de  $C_0$  lo podemos asumir directamente de la tabla 2.1 del libro titulado: “Interacción Sísmica Suelo-Estructura en edificaciones con zapatas aisladas” (Villarreal G., 2009). La tabla mencionada (representada en la **Figura 72**) clasifica los tipos de suelo según sus características. El suelo en estudio, el cual se encuentra en la Zona I del distrito de La Molina, (según Microzonificación Sísmica realizada por el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas elaborada en el año 2010) corresponde a un material compuesto por grava pobremente gradada medio densa (Nótese que para este proceso, el suelo de estudio se encuentra clasificado dentro de un suelo S1). Según lo mencionado, en base a la clasificación que se muestra en la **Figura 71**, se asigna un valor  $C_0$ : 2.6 kg/cm<sup>2</sup>. Según la teoría obtenida de Villarreal (2009), definimos un valor de  $p_0$  (kg/cm<sup>2</sup>) = 0.2; además:  $\Delta = 1m^{-1} = 1$ . Los valores mencionados anteriormente rigen para todas las zapatas de los presentes casos de estudio.

Tipo de perfil	Característica de la base de fundación	Suelo	$C_0 (kg/cm^3)$
<b>S1</b>	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ( $I_L < 0$ )	3,0
		Arena compacta ( $I_L < 0$ )	2,2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena densa	2,6
<b>S2</b>	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ( $0,25 < I_L \leq 0,5$ )	2,0
		Arena plástica ( $0 < I_L \leq 0,5$ )	1,6
		Arena polvorosa medio densa y densa ( $e \leq 0,80$ )	1,4
		Arenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1,8
<b>S3</b>	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ( $0,5 < I_L \leq 0,75$ )	0,8
		Arena plástica ( $0,5 < I_L \leq 1$ )	1,0
		Arenas polvorosa, saturada, porosa ( $e > 0,80$ )	1,2
<b>S4</b>	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ( $I_L > 0,75$ )	0,6
		Arena movediza ( $I_L > 1$ )	0,6

Figura 71. Valores de  $C_0$ . Fuente: Villarreal (2009).

Con el valor de  $C_0$ , se procede a obtener  $D_0$  con la siguiente ecuación:

$$D_0 = \frac{1-\mu}{1-0.5 \cdot \mu} \cdot C_0; (kg/cm^3)$$

El Coeficiente Poisson es obtenido de las propiedades representativas del suelo en estudio, teniendo:

$\mu$ : Coeficiente de Poisson: 0.3.

### 3.16.4.5. Coeficiente Do, Coeficientes de Rigidez

Los Coeficientes de Rigidez (ver **Ecuación 44** a **Ecuación 47**), se muestran en la **Tabla**

22.

*Tabla 22. Coeficientes de rigidez del suelo de edificación regular. Fuente: Elaboración propia.*

Zapata según peso tributario	Do (Kg/cm3)	Co (Kg/cm3)	Cx (Kg/cm3)	Cy (Kg/cm3)	Cz (Kg/cm3)	C $\phi$ x (Kg/cm3)	C $\phi$ y (Kg/cm3)
1	2.141	2.6	26.238	26.238	31.860	53.947	57.481
2	2.141	2.6	21.197	21.197	25.739	42.757	44.884
3	2.141	2.6	20.080	20.080	24.382	40.503	42.518
4	2.141	2.6	20.138	20.138	24.453	40.620	42.641
5	2.141	2.6	19.877	19.877	24.136	40.094	42.089
6	2.141	2.6	23.598	23.598	28.654	48.518	51.697
7	2.141	2.6	21.949	21.949	26.653	44.275	46.477
8	2.141	2.6	20.156	20.156	24.475	39.989	41.622
9	2.141	2.6	18.715	18.715	22.725	37.129	38.646
10	2.141	2.6	17.378	17.378	21.102	34.477	35.885
11	2.141	2.6	17.396	17.396	21.123	34.513	35.922
12	2.141	2.6	19.551	19.551	23.740	39.436	41.398
13	2.141	2.6	19.273	19.273	23.403	38.238	39.799
14	2.141	2.6	18.462	18.462	22.418	36.628	38.124

### 3.16.4.6. Rigideces de Suelo

La Rigidez del Suelo, que se asigna a cada zapata para tomar en cuenta la interacción que producen ambos elementos, se obtiene de multiplicaciones entre los Coeficientes de Rigidez, Área e Inercia de las zapatas, dependiendo del caso (ver **Ecuación 36** a **Ecuación 40**).

Los resultados se muestran en la **Tabla 23**.



Tabla 23. Rigideces de suelo de edificación regular. Fuente: Elaboración propia.

Zapata	Kx (tn/m)	Ky (tn/m)	Kz (tn/m)	K $\phi$ x (tn.m)	K $\phi$ y (tn.m)
1	47556.035	47556.035	57746.614	12731.631	18253.922
2	61047.485	61047.485	74129.089	26269.879	34901.935
3	57828.976	57828.976	70220.900	24884.894	33061.857
4	57996.395	57996.395	70424.194	24956.937	33157.573
5	57245.671	57245.671	69512.601	24633.887	32728.371
6	42770.638	42770.638	51935.775	11450.492	16417.094
7	63214.206	63214.206	76760.108	27202.260	36140.689
8	80422.935	80422.935	97656.422	48000.086	61031.802
9	74671.614	74671.614	90672.675	44567.434	56667.208
10	69337.869	69337.869	84195.984	41384.011	52619.506
11	69409.302	69409.302	84282.724	41426.646	52673.715
12	56306.437	56306.437	68372.102	24229.717	32191.394
13	76900.281	76900.281	93378.912	45897.604	58358.510
14	73663.815	73663.815	89448.918	43965.934	55902.403

### 3.16.5. Aplicación de Interacción Suelo Estructura en edificación irregular

#### 3.16.5.1. Pesos para el cálculo de Coeficientes de Rigidez

Para la edificación irregular, se considera pesos tributarios mostrados en la **Tabla 24**.

Tabla 24. Pesos tributarios (CM y CV) provenientes de columnas para cada zapata, edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.

Zapata según peso tributario	Columna	CM (tn)	CV (tn)
1	1 y 19	28.42	5.46
2	2 y 20	39.53	8.52
3	3 y 21	35.67	7.53
4	4 y 22	35.74	7.51
5	5 y 23	34.72	7.20
6	6 y 24	23.28	4.02
7	7 y 13	42.57	9.19
8	8 y 14	60.17	14.31
9	9	52.90	11.90
10	10	46.37	9.82
11	11 y 17	45.08	9.69
12	12 y 18	34.02	6.65
13	15	56.0700	12.63
14	16	50.820	11.00

### 3.16.5.2. Presión Estática

La **Tabla 25** muestra el peso tributario (CM + CV) que recibe cada zapata y este peso sumado al peso propio según las dimensiones de zapatas se muestra en la **Tabla 26**, siendo esto necesario para obtener la Presión Estática. El peso tributario concerniente a cada zapata ha sido obtenido del ETABS. La **Tabla 26** muestra los pesos propios de las zapatas, siendo igual a la **Tabla 19**, esto debido a que las dimensiones en ambas edificaciones en estudio, son las mismas.

*Tabla 25. Peso tributario resultante de la suma de pesos de CM y CV de cada zapata de edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.*

Zapata según peso tributario	Peso (kg)
1	33880.0
2	48050.0
3	43200.0
4	43250.0
5	41920.0
6	27300.0
7	51760.0
8	74480.0
9	64800.0
10	56190.0
11	54770.0
12	40670.0
13	68700.0
14	61820.0

*Tabla 26. Peso propio de cada zapata de edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.*

Zapata según peso tributario	Peso (kg)
1	1305.0
2	2419.2
3	2419.2
4	2419.2
5	2419.2
6	1305.0
7	2419.2
8	3830.4
9	3830.4
10	3830.4
11	3830.4
12	2419.2
13	3830.4
14	3830.4

La **Tabla 27** muestra los valores obtenidos para la presión estática de la estructura irregular, siguiendo los mismos pasos que se mencionó en el modelo anterior.

*Tabla 27. Presión estática por zapata, edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.*

Zapata según peso tributario	Presión estática (kg/cm <sup>2</sup> )
1	1.941
2	1.752
3	1.584
4	1.586
5	1.540
6	1.578
7	1.881
8	1.963
9	1.720
10	1.504
11	1.469
12	1.496
13	1.818
14	1.645

### 3.16.5.3. Área e Inercia de zapatas

Sabiendo que ambas edificaciones tienen las mismas dimensiones en sus zapatas, la **Tabla 28** muestra el Área e Inercia con los mismos valores que la **Tabla 21**.

Tabla 28. Área e Inercia de cada zapata de edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.

Zapata	Largo (m)	Ancho (m)	Peralte (m)	Volumen (m3)	Área(cm2)	Inercia X (m4)	Inercia Y (m4)
1	1.45	1.3	0.30	0.544	18125	0.236	0.318
2	1.80	1.6	0.35	1.008	28800	0.614	0.778
3	1.80	1.6	0.35	1.008	28800	0.614	0.778
4	1.80	1.6	0.35	1.008	28800	0.614	0.778
5	1.80	1.6	0.35	1.008	28800	0.614	0.778
6	1.45	1.3	0.30	0.544	18125	0.236	0.318
7	1.80	1.6	0.35	1.008	28800	0.614	0.778
8	2.10	1.9	0.40	1.596	39900	1.200	1.466
9	2.10	1.9	0.40	1.596	39900	1.200	1.466
10	2.10	1.9	0.40	1.596	39900	1.200	1.466
11	2.10	1.9	0.40	1.596	39900	1.200	1.466
12	1.80	1.6	0.35	1.008	28800	0.614	0.778
13	2.10	1.9	0.40	1.596	39900	1.200	1.466
14	2.10	1.9	0.40	1.596	39900	1.200	1.466

#### 3.16.5.4. Coeficientes de acuerdo a las propiedades del suelo

El Coeficiente de Balasto, Coeficiente de Poisson y Coeficiente  $D_0$ , siguen siendo los mismos que en la edificación regular. La **Tabla 29** muestra los demás valores adquiridos .

Tabla 29. Propiedades de zapatas de edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.

Zapata	a (m)	b (m)	$\Delta = m^{-1}$	A (m2)	$\rho$ (kg/cm2)	$\rho_0$ (kg/cm2)
1	1.45	1.25	1	1.8125	1.941	0.2
2	1.80	1.60	1	2.88	1.752	0.2
3	1.80	1.60	1	2.88	1.584	0.2
4	1.80	1.60	1	2.88	1.586	0.2
5	1.80	1.60	1	2.88	1.540	0.2
6	1.45	1.25	1	1.8125	1.578	0.2
7	1.80	1.60	1	2.88	1.881	0.2
8	2.10	1.90	1	3.99	1.963	0.2
9	2.10	1.90	1	3.99	1.720	0.2
10	2.10	1.90	1	3.99	1.504	0.2
11	2.10	1.90	1	3.99	1.469	0.2
12	1.80	1.60	1	2.88	1.496	0.2
13	2.10	1.90	1	3.99	1.818	0.2
14	2.10	1.90	1	3.99	1.645	0.2

#### 3.16.5.5. Coeficiente $D_0$ , Coeficientes de Rigidez del Suelo

Los Coeficientes de Rigidez se obtuvieron según la **Ecuación 44** a **Ecuación 47**.

Tabla 30. Coeficientes de rigidez del suelo de edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.

Zapata	Do (Kg/cm3)	Co (Kg/cm3)	Cx (Kg/cm3)	Cy (Kg/cm3)	Cz (Kg/cm3)	Cφx (Kg/cm3)	Cφy (Kg/cm3)
1	2.141	2.6	26.545	26.545	32.233	54.579	58.154
2	2.141	2.6	21.303	21.303	25.868	42.970	45.108
3	2.141	2.6	20.253	20.253	24.593	40.854	42.886
4	2.141	2.6	20.264	20.264	24.607	40.876	42.910
5	2.141	2.6	19.967	19.967	24.246	40.276	42.280
6	2.141	2.6	23.935	23.935	29.064	49.212	52.435
7	2.141	2.6	22.072	22.072	26.802	44.522	46.737
8	2.141	2.6	20.156	20.156	24.475	39.989	41.622
9	2.141	2.6	18.869	18.869	22.913	37.436	38.965
10	2.141	2.6	17.646	17.646	21.427	35.009	36.439
11	2.141	2.6	17.436	17.436	21.172	34.593	36.005
12	2.141	2.6	19.684	19.684	23.902	39.705	41.680
13	2.141	2.6	19.398	19.398	23.555	38.485	40.057
14	2.141	2.6	18.455	18.455	22.410	36.614	38.110

### 3.16.5.6. Rigideces de Suelo

La rigidez que será aplicada a cada zapata en el modelo de ETABS para representar la Rigidez de Suelo, se muestra en la **Tabla 31**.

Tabla 31. Rigideces de suelo de edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.

Zapata	Kx (tn/m)	Ky (tn/m)	Kz (tn/m)	Kφx (tn.m)	Kφy (tn.m)
1	48113.069	48113.069	58423.012	12880.760	18467.734
2	61352.150	61352.150	74499.040	26400.982	35076.118
3	58329.790	58329.790	70829.030	25100.403	33348.181
4	58361.747	58361.747	70867.835	25114.155	33366.451
5	57505.648	57505.648	69828.287	24745.760	32877.004
6	43381.569	43381.569	52677.620	11614.050	16651.594
7	63567.169	63567.169	77188.705	27354.146	36342.484
8	80422.935	80422.935	97656.422	48000.086	61031.802
9	75288.469	75288.469	91421.712	44935.601	57135.330
10	70407.616	70407.616	85494.963	42022.486	53431.321
11	69569.758	69569.758	84477.563	41522.413	52795.482
12	56689.261	56689.261	68836.959	24394.453	32410.261
13	77398.089	77398.089	93983.393	46194.719	58736.290
14	73635.779	73635.779	89414.875	43949.201	55881.127

### 3.17. Modelado de Interacción Suelo–Estructura

**Restricciones en los apoyos:** Para el análisis de Interacción Suelo-Estructura no se asignarán restricciones en los apoyos, quedando totalmente libres, con este procedimiento se podrá añadir las Masas Rotacionales, Masas Traslacionales y Coeficientes de rigidez posteriormente.

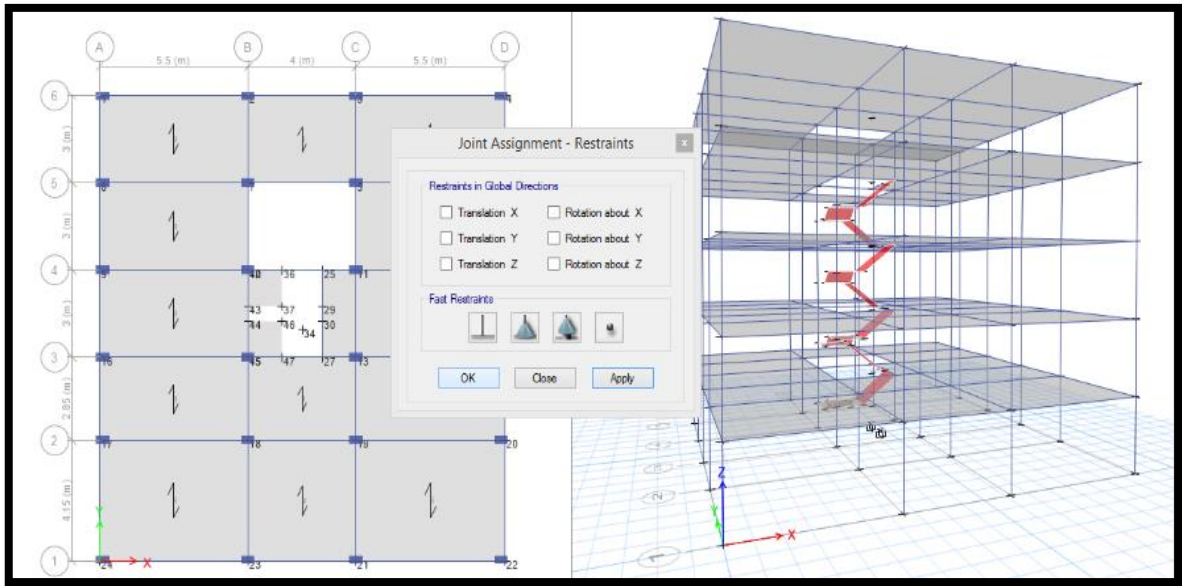


Figura 72. Liberación de apoyos en las bases de las columnas. Fuente: Elaboración propia.

**Dibujo de Zapatas:** Se procede a insertar puntos de referencia en la superficie base de la edificación para dibujar las zapatas correspondientes.

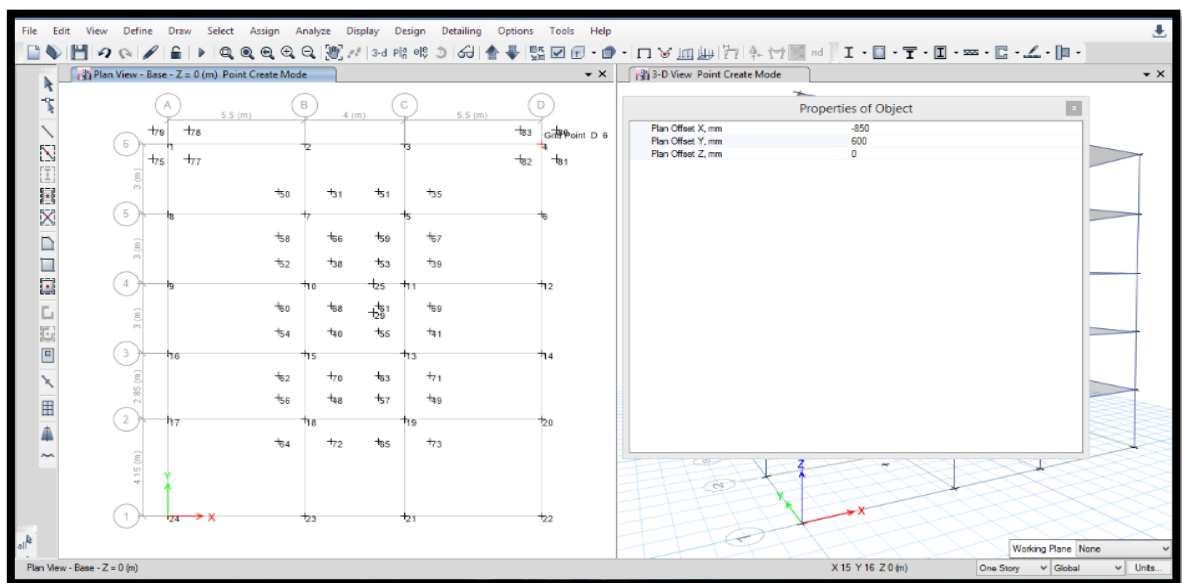


Figura 73. Dibujo de puntos para colocación de zapatas. Fuente: Elaboración propia.

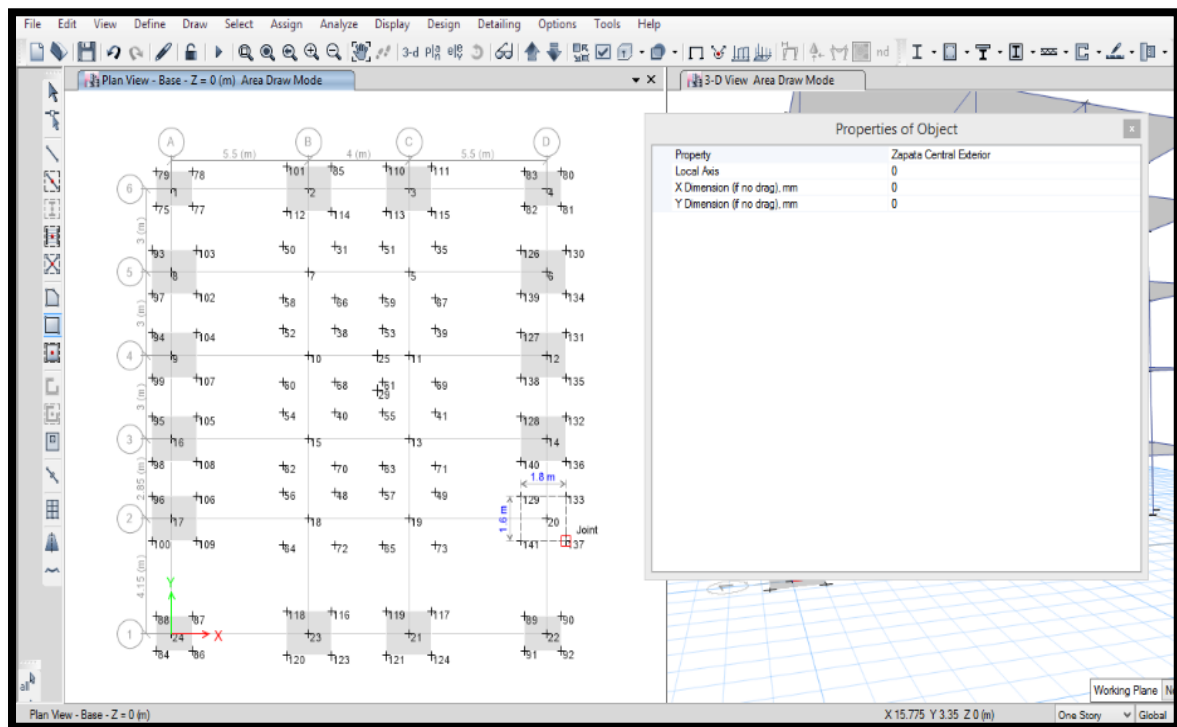


Figura 74. Dibujo de zapatas. Fuente: Elaboración propia.

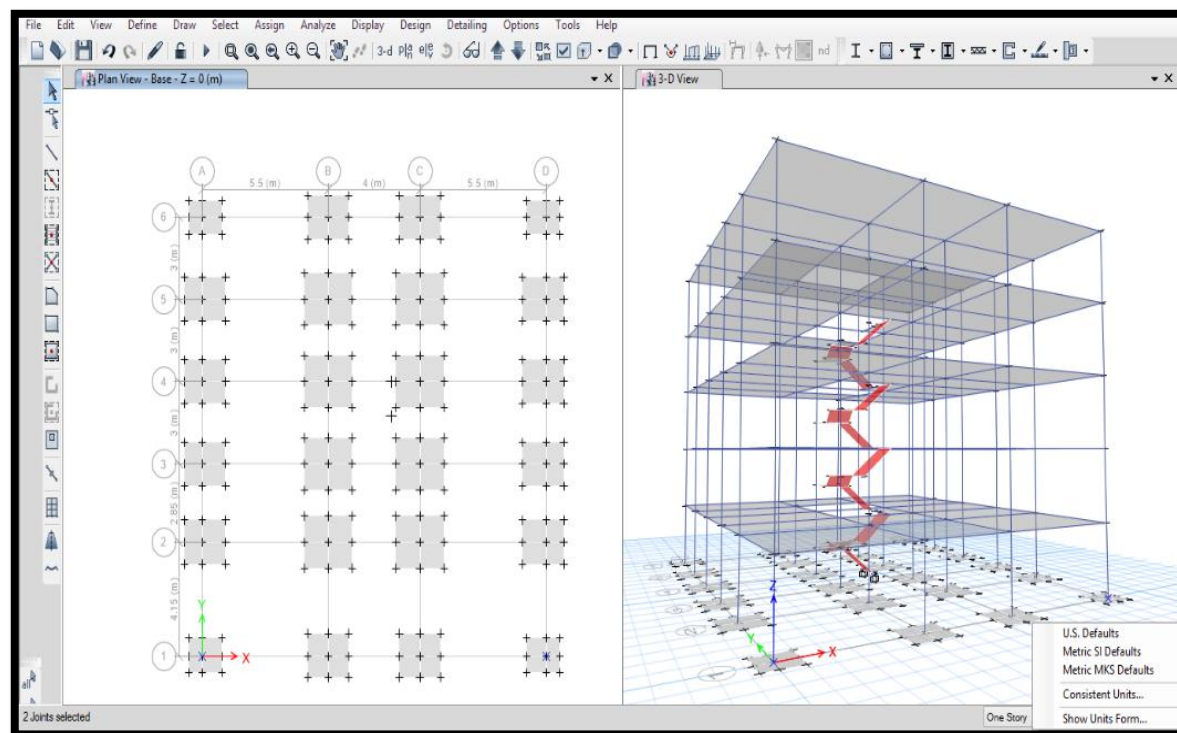


Figura 75. Zapatas en la base de edificación regular. Fuente: Elaboración propia.

Se puede observar en la **Figura 75** que el centro de las zapatas de esquina y las centrales exteriores, no coinciden con el eje formado por las grillas, esto se debe a que las columnas

respectivas han sido desplazadas (2.5 cm en X y 12.5 en Y), por lo que la columna esté en el mismo centro de la zapata, esta está adaptada al desplazamiento respectivo y no a las grillas.

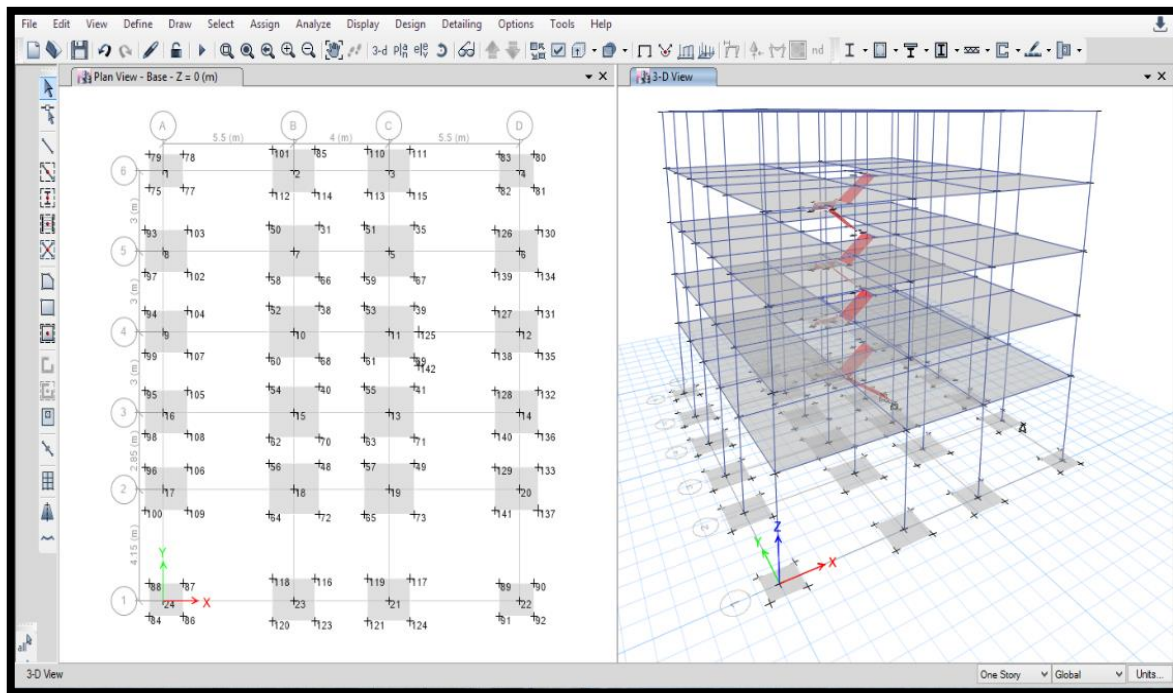


Figura 76. Zapatas en la base de edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.

**Adición de Masas Rotacionales y Masas Traslacionales:** Las Masas Rotacionales y Masas Traslacionales dependen de las dimensiones de las zapatas, por lo que tanto para la estructura regular como la irregular, las zapatas tendrán los mismos valores.

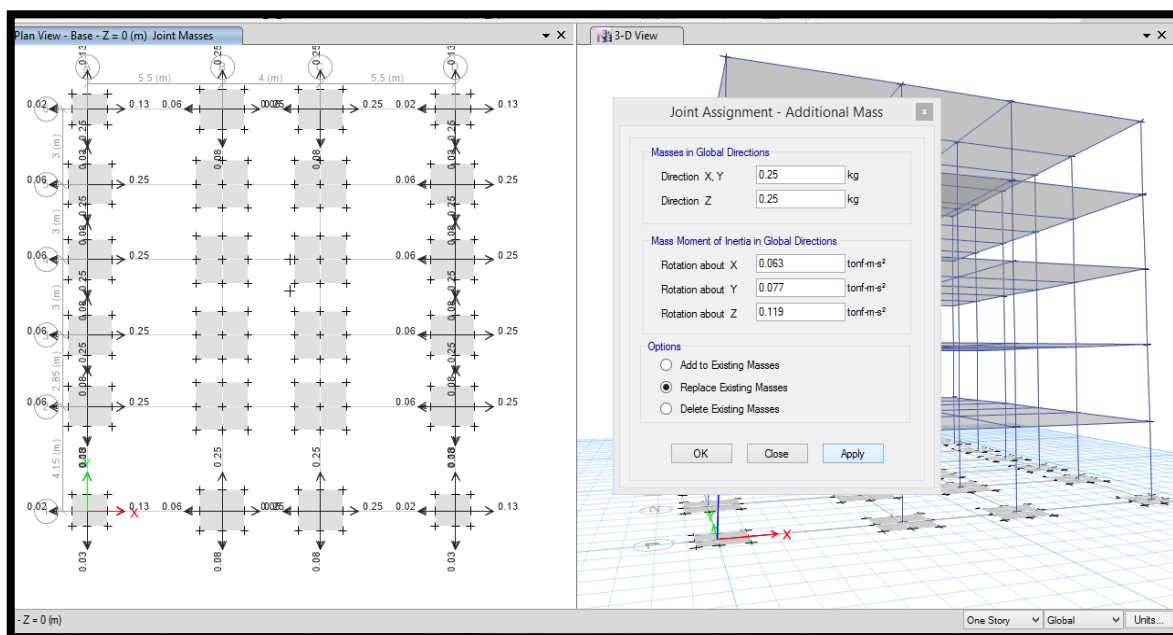


Figura 77. Asignación de Masas Rotacionales y Masas Traslacionales. Fuente: Elaboración propia.



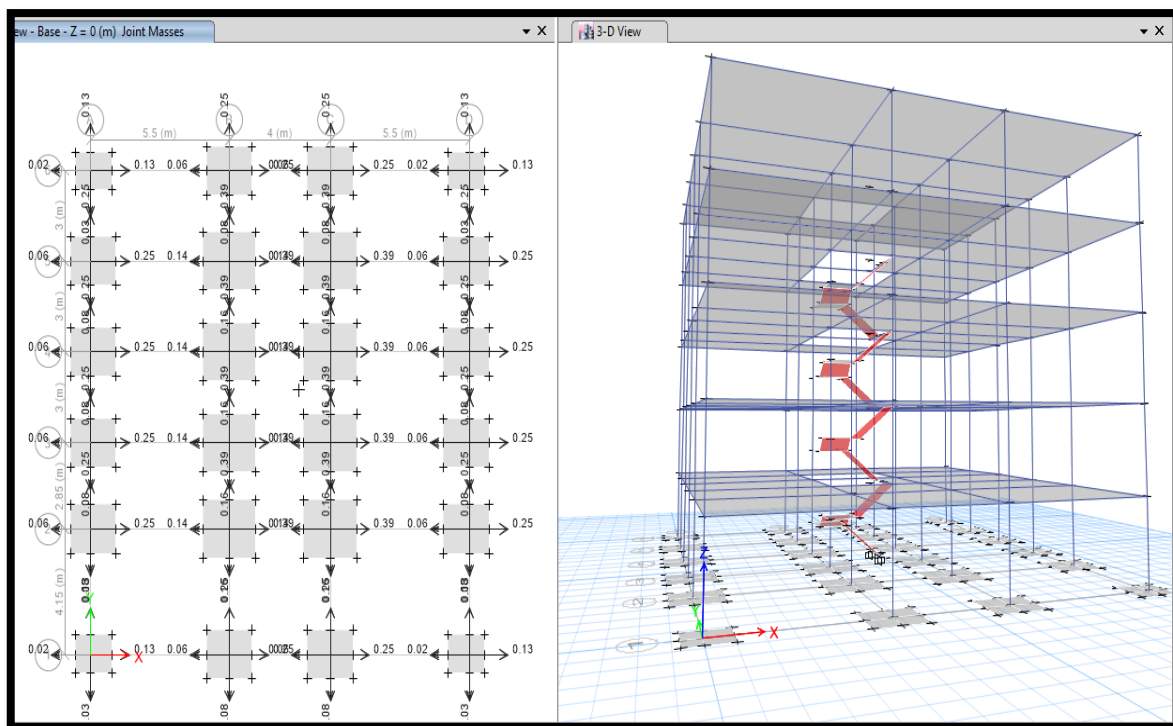


Figura 78. Vista de Masas Rotacionales y Masas Traslacionales en edificación regular. Fuente: Elaboración propia.

**Adición de Coeficientes de Rigidez (Springs):** Es necesario discretizar las zapatas, de tal manera que el nodo recaiga en la división central del elemento.

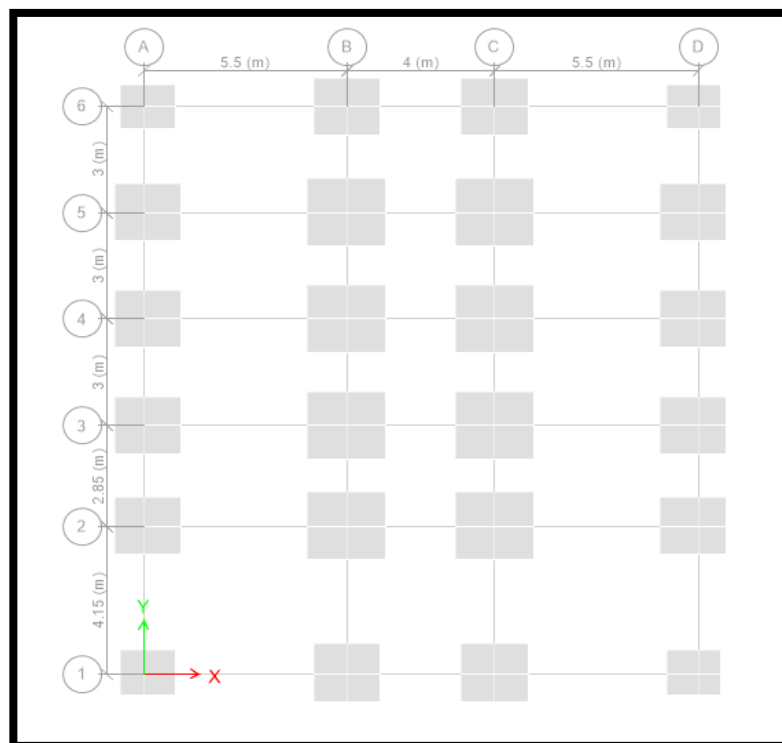
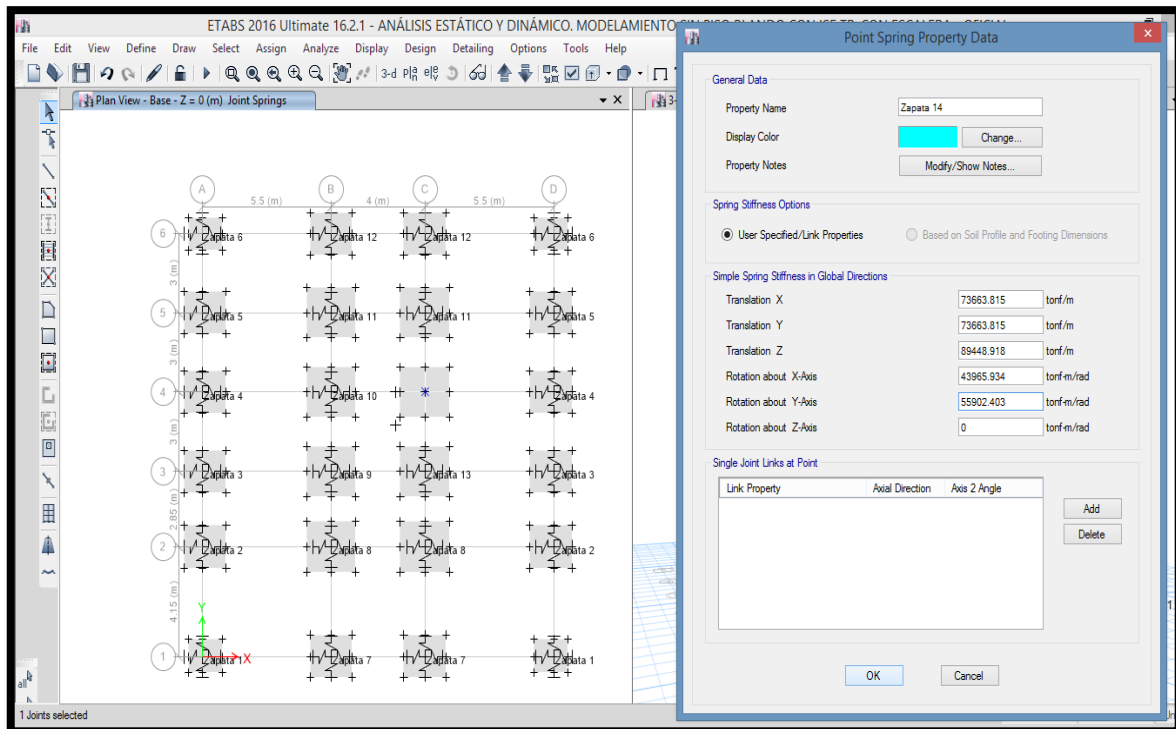
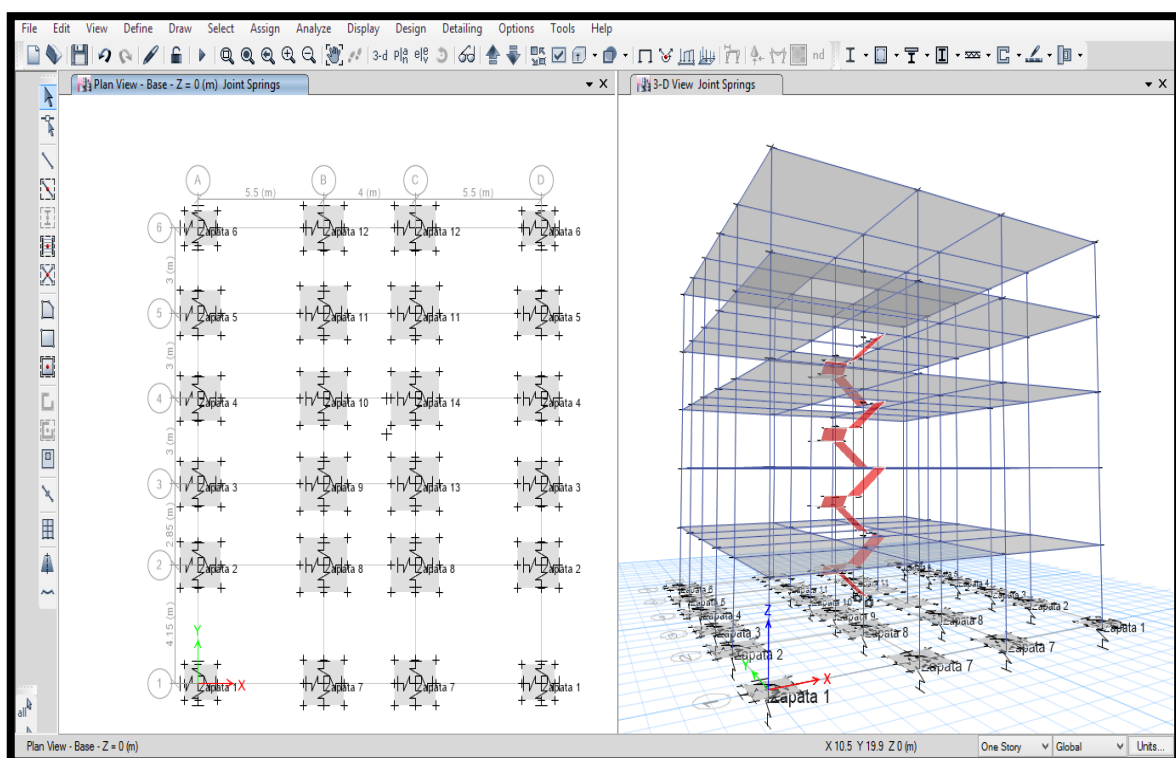


Figura 79. Discretización de zapatas para posterior colocación de Rigideces de Suelo. Fuente: Elaboración propia.

De la **Figura 80** a la **Figura 83** se observa la adición de los Coeficientes de Rigidez del Suelo de acuerdo al peso de cada zapata.



*Figura 80. Colocación de Rigideces de Suelo en zapatas de edificación regular. Fuente: Elaboración propia.*



*Figura 81. Rigideces de Suelo, Masas Rotacionales y Masas Traslacionales, aplicadas a las zapatas de la edificación regular. Fuente: Elaboración propia.*

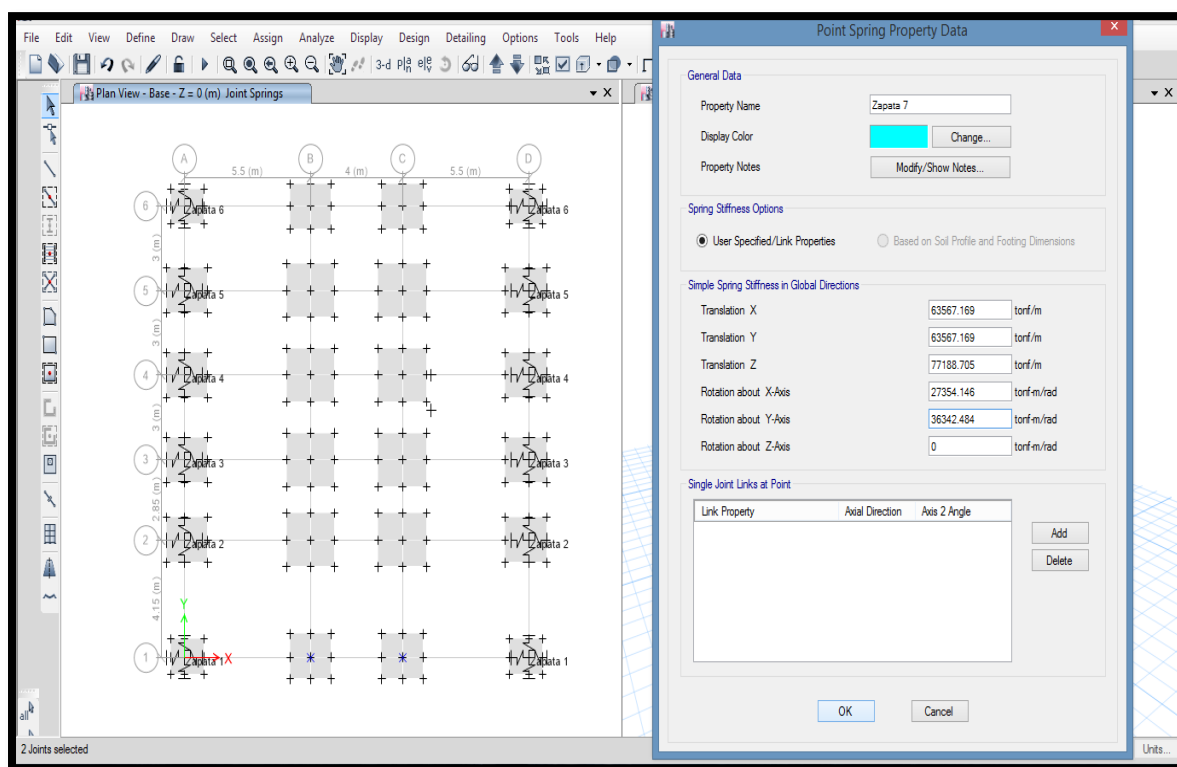


Figura 82. Colocación de Rigideces de Suelo en zapatas de edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.

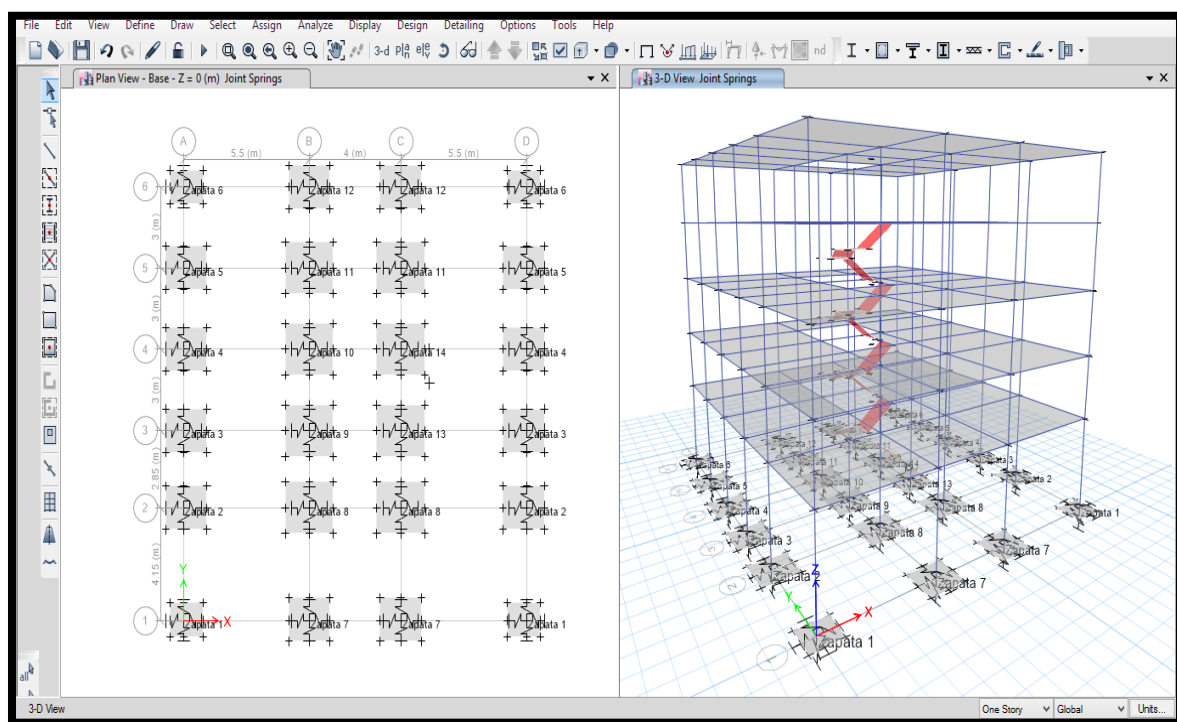


Figura 83. Rigideces de Suelo, Masas Rotacionales y Masas Traslacionales aplicadas a las zapatas de la edificación irregular. Fuente: Elaboración propia.

Es importante señalar que aplicar la ISE estará sujeto a variaciones en las dimensiones de elementos estructurales, lo que en análisis completos conllevaría a un proceso iterativo.

### 3.18. Análisis de Irregularidad de Piso Blando por ETABS

Se procederá a verificar la irregularidad de Piso Blando, parte fundamental para lograr el objetivo del estudio. La edificación A, tiene similitud en niveles; sin embargo, es necesario verificar las irregularidades. Referente a la edificación B, ésta tiene su primer nivel de gran altura, por tanto desde un inicio se propone y se nombra como irregular, lo cual será verificado.

Todas las irregularidades para todos los casos, se encuentran detalladas en el **Anexo F**, en el cual se demuestra que la Edificación A no posee irregularidad y que la Edificación B si es irregular tal como se propuso y que prevalece únicamente la irregularidad de piso blando.

#### 3.18.1. Edificación A (Altura del primer nivel=2.7m) Sin Interacción Suelo-Estructura.

##### *Irregularidad estructural en altura – Irregularidad de Piso Blando*

La irregularidad de Piso Blando, según la E.030 (2018), se da si la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 70 % de su superior o menor a 80 % del promedio de los tres niveles adyacentes; esta rigidez es la razón entre la fuerza cortante de entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, evaluados para la misma condición de carga.

##### 3.18.1.1. Análisis Estático.

###### 3.18.1.1.1. Análisis Estático en dirección X

Fuerza Cortante por nivel: La fuerza cortante que se distribuye por cada nivel, según el Análisis Estático en dirección X, se muestra en la **Tabla 32**.

*Tabla 32. Fuerza cortante por nivel de Edificación A, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Vx (tn)
5	37.786
4	81.149
3	113.854
2	135.658
1	146.559

Desplazamiento por entrepiso: La **Tabla 33** muestra desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, acumulativos y correspondientes a cada nivel. Los desplazamientos de la edificación se encuentran en un rango de 2.665 mm a 13.587 mm. El mayor desplazamiento correspondiente se produce en el segundo nivel con 3.722 milímetros.

*Tabla 33. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación A, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Desplazamiento Acumulativo (mm)	Desplazamiento correspondiente (mm)
5	13.587	1.460
4	12.127	2.448
3	9.679	3.292
2	6.387	3.722
1	2.665	2.665

Verificación de Piso Blando: La **Tabla 34** muestra la rigidez de cada nivel, muestra también el cumplimiento de las dos condiciones de verificación por piso blando.

*Tabla 34. Verificación de piso blando en Edificación A, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	$k_i$ (Rigidez) en tn/mm	$0.7(k_{i\text{nivel}+1})$	¿Piso Blando?	$0.8(((k_{i\text{nivel}+1})+(k_{i\text{nivel}+2})+(k_{i\text{nivel}+3}))/3)$	¿Piso Blando?
5	25.881		Falso		
4	33.149	18.117	Falso		
3	34.585	23.204	Falso		
2	36.448	24.210	Falso	24.964	Falso
1	54.994	25.513	Falso	27.782	Falso

La Edificación A, según el Análisis Estático en dirección X, no presenta irregularidad de Piso Blando.

### **3.18.1.1.2. Análisis Estático en dirección Y**

Fuerza Cortante por nivel: La fuerza cortante que se distribuye en cada nivel, según el Análisis Estático en dirección Y, se muestra en la **Tabla 35**.

Tabla 35. Fuerza cortante por nivel de Edificación A, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Vy (tn)
5	37.786
4	81.149
3	113.854
2	135.658
1	146.559

Desplazamiento por entrepiso: La **Tabla 36** muestra desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, acumulativos y correspondientes a cada nivel. Los desplazamientos de la edificación se encuentran en un rango de 4.59 mm a 21.02 mm. El mayor desplazamiento correspondiente se produce en segundo nivel con 5.669 milímetros. Como se puede observar y comparar, la dirección Y tiene mayores desplazamientos comparados con la dirección X, es decir que la dirección Y es más desfavorable debido a la distribución de espacios y dimensiones de acuerdo al lado de los elementos.

Tabla 36. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación A, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Desplazamiento Acumulativo (mm)	Desplazamiento correspondiente (mm)
5	21.02	2.206
4	18.814	3.656
3	15.158	4.899
2	10.259	5.669
1	4.590	4.590

Verificación de Piso Blando: La **Tabla 37** muestra la rigidez de cada nivel, muestra también el cumplimiento de las dos condiciones de verificación por piso blando.

Tabla 37. Verificación de piso blando en Edificación A, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	ki (Rigidez) en tn/mm	$0.7(k_{inivel+1})$	¿Piso Blando?	$0.8(((k_{inivel+1})+(k_{inivel+2})+(k_{inivel+3}))/3)$	¿Piso Blando?
5	17.129		Falso		
4	22.196	11.990	Falso		
3	23.240	15.537	Falso		
2	23.930	16.268	Falso	16.684	Falso
1	31.930	16.751	Falso	18.498	Falso

La Edificación A, según el Análisis Estático en la dirección Y, no presenta irregularidad de Piso Blando.

### 3.18.1.2. Análisis Dinámico

#### 3.18.1.2.1. Análisis Dinámico en dirección X

Fuerza Cortante por nivel: La fuerza cortante que se distribuye en cada nivel, según el Análisis Dinámico en dirección X, se muestra en la **Tabla 38**.

*Tabla 38. Fuerza cortante por nivel de Edificación A, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Vx (tn)
5	29.090
4	63.069
3	90.010
2	108.468
1	117.048

Desplazamiento por entrepiso: La **Tabla 39** muestra desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, acumulativos y correspondientes a cada nivel. Los desplazamientos de la edificación se encuentran en un rango de 2.139 mm a 10.667 mm. El mayor desplazamiento se produce en segundo nivel, con un desplazamiento correspondiente de 2.976 milímetros.

*Tabla 39. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación A, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Desplazamiento Acumulativo (mm)	Desplazamiento correspondiente(mm)
5	10.667	1.083
4	9.584	1.878
3	7.706	2.591
2	5.115	2.976
1	2.139	2.139

Verificación de Piso Blando: La **Tabla 40** muestra la rigidez de cada nivel, muestra también el cumplimiento de las dos condiciones de verificación por piso blando.

Tabla 40. Verificación de piso blando en Edificación A, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	$k_i$ (Rigidez) en tn/mm	$0.7(k_{i\text{nivel}+1})$	¿Piso Blando?	$0.8(((k_{i\text{nivel}+1})+(k_{i\text{nivel}+2})+(k_{i\text{nivel}+3}))/3)$	¿Piso Blando?
5	26.861		Falso		
4	33.583	18.803	Falso		
3	34.739	23.508	Falso		
2	36.448	24.318	Falso	25.382	Falso
1	54.721	25.513	Falso	27.939	Falso

La Edificación A, según el Análisis Dinámico en la dirección X, no presenta irregularidad de Piso Blando.

### 3.18.1.2.2. Análisis Dinámico en dirección Y

Fuerza Cortante por nivel: La fuerza cortante que se distribuye en cada nivel, según el Análisis Dinámico en dirección Y, se muestra en la **Tabla 41**.

Tabla 41. Fuerza cortante por nivel de Edificación A, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	$V_y$ (tn)
5	30.063
4	65.412
3	93.726
2	113.629
1	123.904

Desplazamiento por entrepiso: La **Tabla 42** muestra desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, acumulativos y correspondientes a cada nivel. Los desplazamientos de la edificación se encuentran en un rango de 3.868 mm a 17.166 mm. El mayor desplazamiento se produce en segundo nivel, con un desplazamiento correspondiente de 4.736 milímetros. Como se puede observar y comparar, la dirección Y tiene mayores desplazamientos comparados con la dirección X, es decir que la dirección Y es más desfavorable debido a la distribución de espacios y dimensiones de acuerdo al lado de los elementos.



Tabla 42. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación A, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Desplazamiento Acumulativo (mm)	Desplazamiento correspondiente (mm)
5	17.166	1.670
4	15.496	2.889
3	12.607	4.003
2	8.604	4.736
1	3.868	3.868

Verificación de Piso Blando: La **Tabla 43** muestra la rigidez de cada nivel, muestra también el cumplimiento de las dos condiciones de verificación por piso blando.

Tabla 43. Verificación de piso blando en Edificación A, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	$k_i$ (Rigidez) en tn/mm	$0.7(k_{i+1})$	¿Piso Blando?	$0.8(((k_{i+1})+(k_{i+2})+(k_{i+3}))/3)$	¿Piso Blando?
5	18.001		Falso		
4	22.642	12.601	Falso		
3	23.414	15.849	Falso		
2	23.993	16.390	Falso	17.082	Falso
1	32.033	16.795	Falso	18.680	Falso

La Edificación A, según el Análisis Dinámico en la dirección Y, no presenta irregularidad de Piso Blando.

### 3.18.2. Edificación A (Altura del primer nivel=2.7m) Con Interacción Suelo-Estructura

#### 3.18.2.1. Análisis Estático

##### 3.18.2.1.1. Análisis Estático en dirección X

Fuerza Cortante por nivel: La fuerza cortante que se distribuye en cada nivel, según el Análisis Estático en dirección X, para el caso añadiendo la Interacción Suelo-Estructura, se muestra en la **Tabla 44**. En el Análisis Estático, no hubo variación al aplicar la ISE. No hubo variación al aplicar la ISE con respecto a su no aplicación.

*Tabla 44. Fuerza cortante por nivel de Edificación A con ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Vx (tn)
5	37.786
4	81.149
3	113.854
2	135.658
1	146.559

Desplazamiento por entrepiso: La **Tabla 45** muestra desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, acumulativos y correspondientes a cada nivel. Los desplazamientos de la edificación se encuentran en un rango de 3.146 mm a 14.470 mm. El mayor desplazamiento se produce en segundo nivel, con un desplazamiento correspondiente de 3.860 milímetros.

*Tabla 45. Desplazamientos relativos en el centro de masa de Edificación A con ISE., análisis estático, dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Desplazamiento Acumulativo (mm)	Desplazamiento correspondiente(mm)
5	14.47	1.529
4	12.941	2.539
3	10.402	3.396
2	7.006	3.860
1	3.146	3.146

Verificación de Piso Blando: La **Tabla 46** muestra la rigidez de cada nivel, muestra también el cumplimiento de las dos condiciones de verificación por piso blando.

*Tabla 46. Verificación de piso blando en Edificación A con ISE., análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	ki (Rigidez) en tn/mm	$0.7(k_{inivel+1})$	¿Piso Blando?	$0.8(((k_{inivel+1})+(k_{inivel+2})+(k_{inivel+3}))/3)$	¿Piso Blando?
5	24.713		Falso		
4	31.961	17.299	Falso		
3	33.526	22.373	Falso		
2	35.144	23.468	Falso	24.053	Falso
1	46.586	24.601	Falso	26.835	Falso

La Edificación A, según el Análisis Estático en dirección X, incluyendo la Interacción Suelo-Estructura, no presenta irregularidad de Piso Blando.

### 3.18.2.1.2. Análisis Estático en dirección Y

Fuerza Cortante por nivel: La fuerza cortante que se distribuye en cada nivel, según el Análisis Estático en dirección Y, para el caso añadiendo la Interacción Suelo-Estructura, se muestra en la **Tabla 47**. No hubo variación al aplicar la ISE con respecto a su no aplicación.

*Tabla 47. Fuerza cortante por piso de Edificación A con ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Vy (tn)
5	37.786
4	81.149
3	113.854
2	135.658
1	146.559

Desplazamiento por entrepiso: La **Tabla 48** muestra desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, acumulativos y correspondientes a cada nivel. Los desplazamientos de la edificación se encuentran en un rango de 2.091 mm a 22.104 mm. El mayor desplazamiento se produce en segundo nivel, con un desplazamiento correspondiente de 5.091 milímetros. Como se puede observar y comparar, la dirección Y tiene mayores desplazamientos comparados con la dirección X, es decir que la dirección Y es más desfavorable debido a la distribución de espacios y dimensiones de acuerdo al lado de los elementos.

*Tabla 48. Desplazamientos relativos en el centro de masa de Edificación A con ISE., análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Desplazamiento Acumulativo (mm)	Desplazamiento correspondiente (mm)
5	22.104	2.295
4	19.809	3.800
3	16.009	5.066
2	10.943	5.852
1	5.091	5.091

Verificación de Piso Blando: La **Tabla 49** muestra la rigidez de cada nivel, muestra también el cumplimiento de las dos condiciones de verificación por piso blando.

*Tabla 49. Verificación de piso blando en Edificación A con ISE., análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	ki (Rigidez) en tn/mm	$0.7(k_{inivel+1})$	¿Piso Blando?	$0.8(((k_{inivel+1})+(k_{inivel+2})+(k_{inivel+3}))/3)$	¿Piso Blando?
5	16.465		Falso		
4	21.355	11.525	Falso		
3	22.474	14.949	Falso		
2	23.181	15.732	Falso	16.078	Falso
1	28.788	16.227	Falso	17.869	Falso

La Edificación A, según el Análisis Estático en dirección Y, incluyendo la Interacción Suelo-Estructura, no presenta irregularidad de Piso Blando.

### 3.18.2.2. Análisis Dinámico

#### 3.18.2.2.1. Análisis Dinámico en dirección X

Fuerza Cortante por nivel: La fuerza cortante que se distribuye en cada nivel, según el Análisis Dinámico en dirección X para el caso añadiendo la Interacción Suelo-Estructura, se muestra en la **Tabla 50**. Hubo una variación muy baja al aplicar la ISE, con respecto a su no aplicación.

*Tabla 50. Fuerza cortante por nivel de Edificación A con ISE., análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Vx (tn)
5	29.000
4	63.077
3	90.196
2	109.183
1	118.607

Desplazamiento por entrepiso: La **Tabla 51** muestra desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, acumulativos y correspondientes a cada nivel. Los desplazamientos de la edificación se encuentran en un rango de 2.553 mm a 11.425 mm. El

mayor desplazamiento se produce en segundo nivel, con un desplazamiento correspondiente de 3.86 milímetros.

*Tabla 51. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación A con ISE., análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Desplazamiento Acumulativo (mm)	Desplazamiento correspondiente(mm)
5	11.425	1.135
4	10.290	1.951
3	8.339	2.681
2	5.658	3.105
1	2.553	2.553

Verificación de Piso Blando: La **Tabla 52** muestra la rigidez de cada nivel, muestra también el cumplimiento de las dos condiciones de verificación por piso blando.

*Tabla 52. Verificación de piso blando en Edificación A con ISE., análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	ki (Rigidez) en tn/mm	$0.7(k_{inivel+1})$	¿Piso Blando?	$0.8(((k_{inivel+1})+(k_{inivel+2})+(k_{inivel+3}))/3)$	¿Piso Blando?
5	25.550		Falso		
4	32.330	17.885	Falso		
3	33.643	22.631	Falso		
2	35.164	23.550	Falso	24.406	Falso
1	46.458	24.615	Falso	26.970	Falso

La Edificación A, según el Análisis Dinámico en dirección X, para el caso añadiendo la Interacción Suelo-Estructura, no presenta irregularidad de Piso Blando.

### **3.18.2.2.2. Análisis Dinámico en dirección Y**

Fuerza Cortante por nivel: La fuerza cortante que se distribuye en cada nivel, según el Análisis Dinámico en dirección Y, para el caso añadiendo la Interacción Suelo-Estructura, se muestra en la **Tabla 53**. Hubo una variación muy baja al aplicar la ISE, con respecto a su no aplicación.

Tabla 53. Fuerza cortante por nivel de Edificación A con ISE., análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Vy (tn)
5	29.385
4	63.977
3	91.700
2	111.387
1	121.458

Desplazamiento por entrepiso: La **Tabla 54** muestra desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, acumulativos y correspondientes a cada nivel. Los desplazamientos de la edificación se encuentran en un rango de 4.217 mm a 17.696 mm. El mayor desplazamiento se produce en segundo nivel con un desplazamiento correspondiente de 4.217 milímetros. Como se puede observar y comparar, la dirección Y tiene mayores desplazamientos comparados con la dirección X, siendo la dirección Y más desfavorable debido a la distribución de espacios y dimensiones de acuerdo al lado de los elementos.

Tabla 54. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación A con ISE., análisis dinámico, dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Desplazamiento Acumulativo (mm)	Desplazamiento correspondiente (mm)
5	17.696	1.701
4	15.995	2.940
3	13.055	4.048
2	9.007	4.790
1	4.217	4.217

Verificación de Piso Blando: La **Tabla 55** muestra la rigidez de cada nivel, muestra también el cumplimiento de las dos condiciones de verificación por piso blando.

Tabla 55. Verificación de piso blando en Edificación A con ISE., análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	ki (Rigidez) en tn/mm	$0.7(k_{inivel+1})$	¿Piso Blando?	$0.8(((k_{inivel+1})+(k_{inivel+2})+(k_{inivel+3}))/3)$	¿Piso Blando?
5	17.275		Falso		
4	21.761	12.093	Falso		
3	22.653	15.233	Falso		
2	23.254	15.857	Falso	16.450	Falso
1	28.802	16.278	Falso	18.045	Falso

La Edificación A, según el Análisis Dinámico en dirección Y, para el caso añadiendo la Interacción Suelo-Estructura, no presenta irregularidad de Piso Blando.

### **3.18.3. Edificación B (Altura del primer nivel=4.05m) Sin Interacción Suelo-Estructura**

#### **3.18.3.1. Análisis Estático**

##### **3.18.3.1.1. Análisis Estático en dirección X**

Fuerza Cortante por nivel: La fuerza cortante que se distribuye en cada nivel, según el Análisis Estático en dirección X, se muestra en la **Tabla 56**.

*Tabla 56. Fuerza cortante por nivel de Edificación B, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Vx (tn)
5	35.551
4	77.276
3	109.911
2	133.222
1	147.734

Desplazamiento por entrepiso: La **Tabla 57** muestra desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, acumulativos y correspondientes a cada nivel. Los desplazamientos de la edificación se encuentran en un rango de 5.807 mm a 16.802 mm. El mayor desplazamiento se produce en primer nivel con un desplazamiento correspondiente de 5.807 milímetros.

*Tabla 57. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación B, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Desplazamiento Acumulativo (mm)	Desplazamiento correspondiente (mm)
5	16.802	1.416
4	15.386	2.388
3	12.998	3.263
2	9.735	3.928
1	5.807	5.807

Verificación de Piso Blando: La **Tabla 58** muestra la rigidez de cada nivel, muestra también las dos condiciones de verificación por piso blando.

*Tabla 58. Verificación de piso blando en Edificación B, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	$k_i$ (Rigidez) en tn/mm	$0.7(k_{i\text{nivel}+1})$	¿Piso Blando?	$0.8(((k_{i\text{nivel}+1})+(k_{i\text{nivel}+2})+(k_{i\text{nivel}+3}))/3)$	¿Piso Blando?
5	25.107		Falso		
4	32.360	17.575	Falso		
3	33.684	22.652	Falso		
2	33.916	23.579	Falso	24.307	Falso
1	25.441	23.741	Falso	26.656	<b>Verdadero</b>

La Edificación B, según el Análisis Estático en dirección X, presenta irregularidad de Piso Blando en su primer nivel. El piso que presenta la irregularidad, no cumple la segunda condición, la cual refiere que los desplazamientos de un entrepiso relativos en el centro de masas no pueden ser menor que 0.8 veces el promedio de los mismos desplazamientos de los tres niveles superiores respecto a éste. Se cumple que la Edificación B presenta irregularidad.

### **3.18.3.1.2. Análisis estático en dirección Y**

Fuerza Cortante por nivel: La fuerza cortante que se distribuye en cada nivel, según el Análisis Estático en dirección Y, se muestra en la **Tabla 59**.

*Tabla 59. Fuerza cortante por nivel de Edificación B, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	$V_y$ (tn)
5	35.551
4	77.276
3	109.911
2	133.222
1	147.734

Desplazamiento por entrepiso: La **Tabla 60** muestra desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, acumulativos y correspondientes a cada nivel. Los desplazamientos de la edificación se encuentran en un rango de 12.212 mm a 28.613 mm. El



mayor desplazamiento se produce en primer nivel con un desplazamiento correspondiente de 12.212 milímetros. Como se puede observar y comparar, la dirección Y tiene mayores desplazamientos comparados con la dirección X, es decir que la dirección Y es más desfavorable debido a la distribución de espacios y dimensiones de acuerdo al lado de los elementos.

*Tabla 60. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación B, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Desplazamiento Acumulativo (mm)	Desplazamiento correspondiente (mm)
5	28.613	2.115
4	26.498	3.562
3	22.936	4.823
2	18.113	5.901
1	12.212	12.212

Verificación de Piso Blando: La **Tabla 61** muestra la rigidez de cada nivel, muestra también las dos condiciones de verificación por piso blando.

*Tabla 61. Verificación de piso blando en Edificación B, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	ki(Rigidez) en tn/mm	$0.7(k_{inivel+1})$	¿Piso Blando?	$0.8((k_{inivel+1})+(k_{inivel+2})+(k_{inivel+3}))/3)$	¿Piso Blando?
5	16.809		Falso		
4	21.694	11.766	Falso		
3	22.789	15.186	Falso		
2	22.576	15.952	Falso	16.345	Falso
1	12.097	15.803	<b>Verdadero</b>	17.883	<b>Verdadero</b>

La Edificación B, según el Análisis Estático en dirección Y, presenta irregularidad de Piso Blando en su primer nivel. El piso que presenta la irregularidad, no cumple la primera condición, ni la que señala que los desplazamientos de un entrepiso relativos en el centro de masas no pueden ser menor que 0.8 veces el promedio de los mismos desplazamientos de los tres niveles superiores respecto a éste. Se cumple que la Edificación B presenta irregularidad.

### 3.18.3.2. Análisis Dinámico

#### 3.18.3.2.1. Análisis dinámico en dirección X

Fuerza Cortante por nivel: La fuerza cortante que se distribuye en cada nivel, según el Análisis Dinámico en dirección X, se muestra en la **Tabla 62**.

*Tabla 62. Fuerza cortante por nivel de Edificación B, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Vx (tn)
5	27.763
4	62.451
3	91.414
2	113.493
1	127.800

Desplazamiento por entrepiso: La **Tabla 63** muestra desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, acumulativos y correspondientes a cada nivel. Los desplazamientos de la edificación se encuentran en un rango de 5.031 mm a 14.093 mm. El mayor desplazamiento se produce en primer nivel con un desplazamiento correspondiente de 5.031 milímetros.

*Tabla 63. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación B, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Desplazamiento Acumulativo (mm)	Desplazamiento correspondiente(mm)
5	14.093	1.093
4	13.000	1.917
3	11.083	2.706
2	8.377	3.346
1	5.031	5.031

Verificación de piso blando: La **Tabla 64** muestra la rigidez de cada nivel, muestra también las dos condiciones de verificación por piso blando.

Tabla 64. Verificación de piso blando en Edificación B, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	$k_i$ (Rigidez) en tn/mm	$0.7(k_{i+1})$	¿Piso Blando?	$0.8(((k_{i+1})+(k_{i+2})+(k_{i+3}))/3)$	¿Piso Blando?
5	25.401		Falso		
4	32.577	17.780	Falso		
3	33.782	22.804	Falso		
2	33.919	23.647	Falso	24.469	Falso
1	25.403	23.743	Falso	26.741	<b>Verdadero</b>

La Edificación B, según el Análisis Dinámico en dirección X, presenta irregularidad de Piso Blando en su primer nivel. El piso que presenta la irregularidad, no cumple la segunda condición, la cual refiere que los desplazamientos de un entrepiso relativos en el centro de masas no pueden ser menor que 0.8 veces el promedio de los mismos desplazamientos de los tres niveles superiores respecto a éste. Se cumple que la Edificación B presenta irregularidad.

### 3.18.3.2.2. Análisis dinámico en dirección Y

Fuerza Cortante por nivel: La fuerza cortante que se distribuye en cada nivel, según el Análisis Dinámico en dirección X, se muestra en la **Tabla 65**.

Tabla 65. Fuerza cortante por nivel de Edificación B, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	$V_y$ (tn)
5	22.926
4	51.919
3	76.676
2	96.584
1	111.279

Desplazamiento por entrepiso: La **Tabla 66** muestra desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, acumulativos y correspondientes a cada nivel. Los desplazamientos de la edificación se encuentran en un rango de 9.178 mm a 20.472 mm. El mayor desplazamiento se produce en primer nivel con un desplazamiento correspondiente de 9.178 milímetros. Como se puede observar y comparar, la dirección Y tiene mayores

desplazamientos comparados con la dirección X, es decir que la dirección Y es más desfavorable debido a la distribución de espacios y dimensiones de acuerdo al lado de los elementos.

*Tabla 66. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación B, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Desplazamiento Acumulativo (mm)	Desplazamiento correspondiente (mm)
5	20.472	1.326
4	19.146	2.357
3	16.789	3.341
2	13.448	4.270
1	9.178	9.178

Verificación de Piso Blando: La **Tabla 67** muestra la rigidez de cada nivel, muestra también las dos condiciones de verificación por piso blando.

*Tabla 67. Verificación de piso blando en Edificación B, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	$k_i$ (Rigidez) en tn/mm	$0.7(k_i + 1_{\text{nivel}+1})$	¿Piso Blando?	$0.8(((k_{\text{nivel}+1}) + (k_{\text{nivel}+2}) + (k_{\text{nivel}+3}))/3)$	¿Piso Blando?
5	17.289		Falso		
4	22.028	12.103	Falso		
3	22.950	15.419	Falso		
2	22.619	16.065	Falso	16.605	Falso
1	12.124	15.833	<b>Verdadero</b>	18.026	<b>Verdadero</b>

La Edificación B, según el Análisis Dinámico en dirección Y, presenta irregularidad de Piso Blando en su primer nivel. El piso que presenta la irregularidad, no cumple la primera condición, ni la que señala que los desplazamientos de un entrepiso relativos en el centro de masas no pueden ser menor que 0.8 veces el promedio de los mismos desplazamientos de los tres niveles superiores respecto a éste. Se cumple que la Edificación B es irregular.

### 3.18.4. Edificación B (Altura del primer nivel=4.05m) Con Interacción Suelo-Estructura

#### 3.18.4.1. Análisis Estático

##### 3.18.4.1.1. Análisis Estático en dirección X

Fuerza Cortante por nivel: La fuerza cortante que se distribuye en cada nivel, según el Análisis Estático en dirección X, para el caso añadiendo la Interacción Suelo-Estructura, se muestra en la **Tabla 68**. No hubo variación al aplicar la ISE con respecto a su no aplicación.

*Tabla 68. Fuerza cortante por nivel de Edificación B con ISE., análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Vx (tn)
5	35.551
4	77.280
3	109.910
2	133.220
1	147.730

Desplazamiento por entrepiso: La **Tabla 69** muestra desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, acumulativos y correspondientes a cada nivel. Los desplazamientos de la edificación se encuentran en un rango de 6.376 mm a 17.736 mm. El mayor desplazamiento se produce en primer nivel con un desplazamiento correspondiente de 6.376 milímetros.

*Tabla 69. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación B con ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Desplazamiento Acumulativo (mm)	Desplazamiento correspondiente (mm)
5	17.736	1.484
4	16.252	2.476
3	13.776	3.361
2	10.415	4.039
1	6.376	6.376

Verificación de Piso Blando: La **Tabla 70** muestra la rigidez de cada nivel, muestra también las dos condiciones de verificación por piso blando.

Tabla 70. Verificación de piso blando en Edificación B con ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	$k_i$ (Rigidez) en tn/mm	$0.7(k_{i_{nivel+1}})$	¿Piso Blando?	$0.8(((k_{i_{nivel+1}})+(k_{i_{nivel+2}})+(k_{i_{nivel+3}}))/3)$	¿Piso Blando?
5	23.956		Falso		
4	31.210	16.769	Falso		
3	32.702	21.847	Falso		
2	32.984	22.891	Falso	23.431	Falso
1	23.170	23.089	Falso	25.839	<b>Verdadero</b>

La Edificación B, según el Análisis Estático en dirección X, para el caso añadiendo la Interacción Suelo-Estructura, presenta irregularidad de Piso Blando en su primer nivel. El piso que presenta la irregularidad, no cumple la segunda condición, la cual refiere que los desplazamientos de un entrepiso relativos en el centro de masas no pueden ser menor que 0.8 veces el promedio de los mismos desplazamientos de los tres niveles superiores respecto a éste. Se cumple que la Edificación B presenta irregularidad.

#### 3.18.4.1.2. Análisis Estático en dirección Y

Fuerza Cortante por nivel: La fuerza cortante que se distribuye en cada nivel, según el Análisis Estático en dirección Y, para el caso añadiendo la Interacción Suelo-Estructura, se muestra en la **Tabla 71**. No hubo variación al aplicar la ISE con respecto a su no aplicación.

Tabla 71. Fuerza cortante por nivel de Edificación B con ISE., análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	$V_y$ (tn)
5	35.551
4	77.280
3	109.910
2	133.220
1	147.730

Desplazamiento por entrepiso: La **Tabla 72** muestra desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, acumulativos y correspondientes a cada nivel. Los desplazamientos de la edificación se encuentran en un rango de 13.168 mm a 30.171 mm. El mayor desplazamiento se produce en primer nivel con un desplazamiento correspondiente de

13.168 milímetros. Como se puede observar y comparar, la dirección Y tiene mayores desplazamientos comparados con la dirección X, es decir que la dirección Y es más desfavorable debido a la distribución de espacios y dimensiones de acuerdo al lado de los elementos.

*Tabla 72. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación B con ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Desplazamiento Acumulativo (mm)	Desplazamiento correspondiente (mm)
5	30.171	2.205
4	27.966	3.713
3	24.253	4.997
2	19.256	6.088
1	13.168	13.168

Verificación de Piso Blando: La **Tabla 73** muestra la rigidez de cada nivel, muestra también las dos condiciones de verificación por piso blando.

*Tabla 73. Verificación de piso blando en Edificación B con ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	$k_i$ (Rigidez) en tn/mm	$0.7(k_{inivel+1})$	¿Piso Blando?	$0.8(((k_{inivel+1})+(k_{inivel+2})+(k_{inivel+3}))/3)$	¿Piso Blando?
5	16.123		Falso		
4	20.812	11.286	Falso		
3	21.995	14.569	Falso		
2	21.883	15.397	Falso	15.715	Falso
1	11.219	15.318	<b>Verdadero</b>	17.251	<b>Verdadero</b>

La Edificación B, según el Análisis Estático en dirección Y, para el caso añadiendo la Interacción Suelo-Estructura, presenta irregularidad de Piso Blando en su primer nivel. El piso que presenta la irregularidad, no cumple la primera condición, ni la que señala que los desplazamientos de un entrepiso relativos en el centro de masas no pueden ser menor que 0.8 veces el promedio de los mismos desplazamientos de los tres niveles superiores respecto a éste. Se cumple que la Edificación B presenta irregularidad.

### 3.18.4.2. Análisis Dinámico

#### 3.18.4.2.1. Análisis dinámico en dirección X

Fuerza Cortante por nivel: La fuerza cortante que se distribuye en cada nivel, según el Análisis Dinámico en dirección X, para el caso añadiendo la Interacción Suelo-Estructura, se muestra en la **Tabla 74**. Hubo una variación muy baja al aplicar la ISE, con respecto a su no aplicación.

*Tabla 74. Fuerza cortante por nivel de Edificación B con ISE., análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Vx (tn)
5	27.611
4	62.257
3	91.288
2	113.598
1	128.394

Desplazamiento por entrepiso: La **Tabla 75** muestra desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, acumulativos y correspondientes a cada nivel. Los desplazamientos de la edificación se encuentran en un rango de 5.54 mm a 14.898 mm. El mayor desplazamiento se produce en primer nivel con un desplazamiento correspondiente de 5.54 milímetros.

*Tabla 75. Desplazamientos relativos en el centro de masas de Edificación B con ISE., análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Desplazamiento Acumulativo (mm)	Desplazamiento correspondiente(mm)
5	14.898	1.146
4	13.752	1.986
3	11.766	2.785
2	8.981	3.441
1	5.540	5.540

Verificación de Piso Blando: La **Tabla 76** muestra la rigidez de cada nivel, muestra también las dos condiciones de verificación por piso blando.



Tabla 76. Verificación de piso blando en Edificación B con ISE., análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	ki (Rigidez) en tn/mm	$0.7(k_{inivel+1})$	¿Piso Blando?	$0.8(((k_{inivel+1})+(k_{inivel+2})+(k_{inivel+3}))/3)$	¿Piso Blando?
5	24.093		Falso		
4	31.348	16.865	Falso		
3	32.778	21.944	Falso		
2	33.013	22.945	Falso	23.525	Falso
1	23.176	23.109	Falso	25.904	<b>Verdadero</b>

La Edificación B, según el Análisis Dinámico en dirección X, para el caso añadiendo la Interacción Suelo-Estructura, presenta irregularidad de Piso Blando en su primer nivel. El piso que presenta la irregularidad, no cumple la segunda condición, la cual refiere que los desplazamientos de un entrepiso relativos en el centro de masa no pueden ser menor que 0.8 veces el promedio de los mismos desplazamientos de los tres niveles superiores respecto a éste. Se cumple que la Edificación B presenta irregularidad.

#### 3.18.4.2.2. Análisis dinámico en dirección Y

Fuerza Cortante por nivel: La fuerza cortante que se distribuye en cada nivel, según el Análisis Dinámico en dirección Y, para el caso añadiendo la Interacción Suelo-Estructura, se muestra en la **Tabla 77**. Hubo una variación muy baja al aplicar la ISE, con respecto a su no aplicación.

Tabla 77. Fuerza cortante por nivel de Edificación B con ISE., análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Vy (tn)
5	22.241
4	50.380
3	74.416
2	93.835
1	108.380

Desplazamiento por entrepiso: La **Tabla 78** muestra desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, acumulativos y correspondientes a cada nivel. Los

desplazamientos de la edificación están en un rango de 9.629 mm a 21.011 mm. El mayor desplazamiento se produce en primer nivel con un desplazamiento correspondiente de 9.629 milímetros. Como se puede observar y comparar, la dirección Y tiene mayores desplazamientos comparados con la dirección X, es decir que la dirección Y es más desfavorable debido a la distribución de espacios y dimensiones de acuerdo al lado de los elementos.

*Tabla 78. Desplazamientos relativos en el centro de masa de Edificación B con ISE., análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	Desplazamiento Acumulativo (mm)	Desplazamiento correspondiente(mm)
5	21.011	1.347
4	19.664	2.39
3	17.274	3.362
2	13.912	4.283
1	9.629	9.629

Verificación de Piso Blando: La **Tabla 79** muestra la rigidez de cada nivel, muestra también las dos condiciones de verificación por piso blando.

*Tabla 79. Verificación de piso blando en Edificación B con ISE., análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	$k_i$ (Rigidez) en tn/mm	$0.7 (k_{i+1})$	¿Piso Blando?	$0.8(((k_{i+1})+(k_{i+2})+(k_{i+3}))/3)$	¿Piso Blando?
5	16.512		Falso		
4	21.080	11.558	Falso		
3	22.134	14.756	Falso		
2	21.909	15.494	Falso	15.927	Falso
1	11.256	15.336	<b>Verdadero</b>	17.366	<b>Verdadero</b>

La Edificación B, según el Análisis Dinámico en dirección Y, para el caso añadiendo la Interacción Suelo-Estructura, presenta irregularidad de Piso Blando en su primer nivel. El piso que presenta la irregularidad, no cumple la primera condición, ni la que señala que los desplazamientos de un entrepiso relativos en el centro de masas no pueden ser menor que 0.8 veces el promedio de los mismos desplazamientos de los tres niveles superiores respecto a éste. Se cumple que la Edificación B presenta irregularidad.

### 3.18.5. Comparación general de desplazamientos de entrepiso relativos en el centro de masas, según tipo de Análisis con y sin ISE de ambas edificaciones

#### 3.18.5.1. Análisis Estático.

##### 3.18.5.1.1. Análisis Estático en dirección X

Tabla 80. Desplazamientos relativos en el centro de masas de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	E. Regular sin ISE (mm)	E. Regular con ISE (mm)	E. Irregular sin ISE (mm)	E. Irregular con ISE (mm)
5	13.587	14.470	16.802	17.736
4	12.127	12.941	15.386	16.252
3	9.679	10.402	12.998	13.776
2	6.387	7.006	9.735	10.415
1	2.665	3.146	5.807	6.376

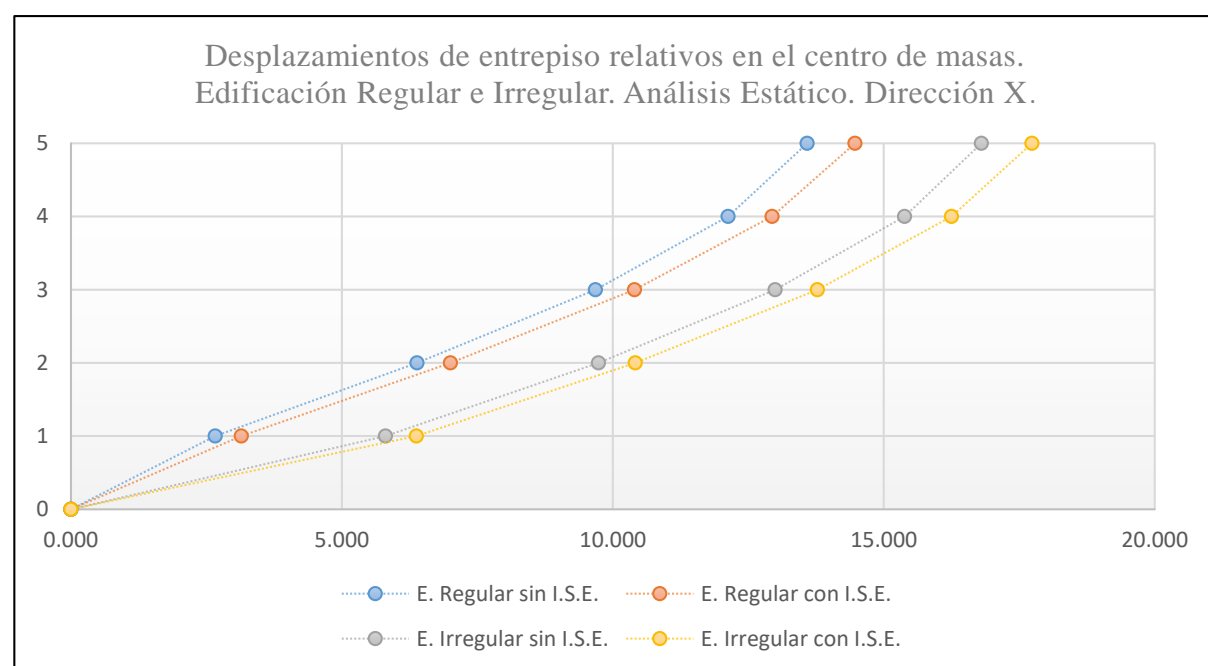


Figura 84. Gráfica comparativa de desplazamientos relativos en el centro de masas de la edificación regular e irregular, con y sin ISE en análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

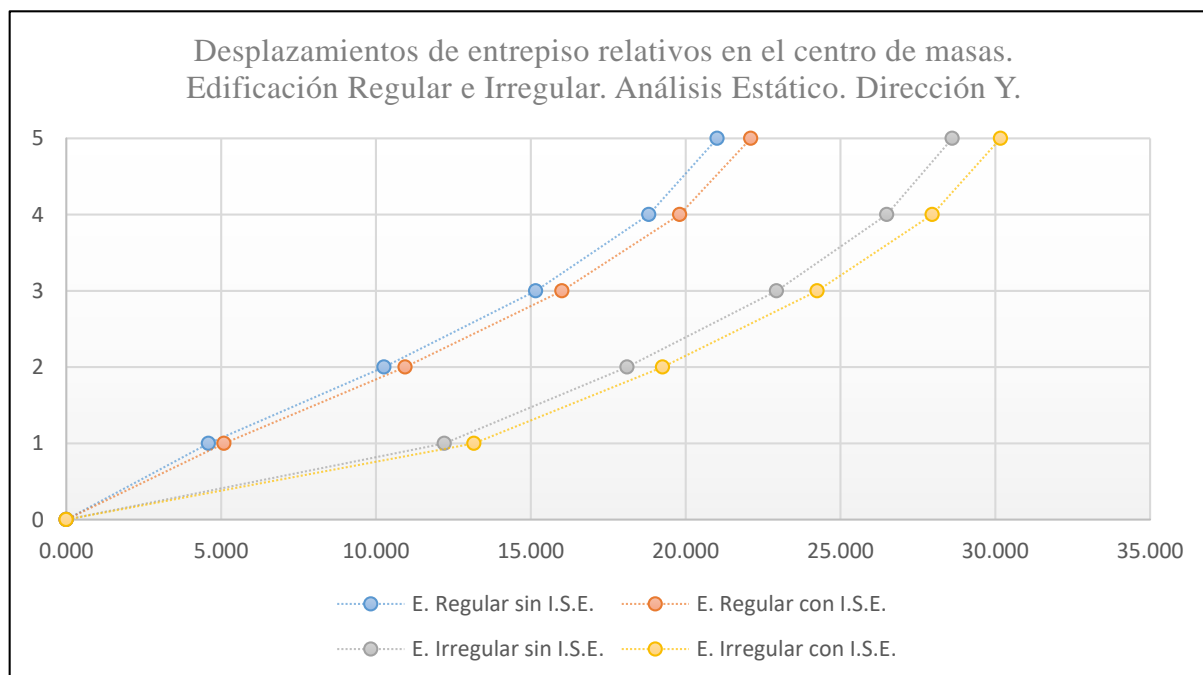
Los desplazamientos relativos en el centro de masas, presentan un comportamiento comprensible, siendo el nivel de mayor incremento, el segundo nivel. En la edificación regular sin ISE, se tiene un incremento de 139.662 % del primero al segundo nivel, mientras que en el

caso de la edificación regular con ISE se tiene un incremento menor a éste, de 122.696 %, debido a que el primer nivel también aumenta su desplazamiento respectivo. De igual modo sucede en los casos irregulares, para la edificación irregular sin ISE, del primer al segundo nivel, el incremento es de 61.013 %, mientras que en el mismo caso con ISE, se tiene un incremento de 63.347 %. En los casos de irregularidad hubo menos diferencia de incremento, debido a que los desplazamientos son elevados de por sí, debido a su misma irregularidad y ésta toma mayor importancia que el suelo.

### 3.18.5.1.2. Análisis Estático en dirección Y

*Tabla 81. Desplazamientos relativos en el centro de masas de edificación regular e irregular, con y sin ISE., análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	E. Regular sin ISE (mm)	E. Regular con ISE (mm)	E. Irregular sin ISE (mm)	E. Irregular con ISE (mm)
5	21.020	22.104	28.613	30.171
4	18.814	19.809	26.498	27.966
3	15.158	16.009	22.936	24.253
2	10.259	10.943	18.113	19.256
1	4.590	5.091	12.212	13.168



*Figura 85. Gráfica de comparación de desplazamientos relativos en el centro de masas de la edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Los desplazamientos relativos en el centro de masas, presentan un comportamiento comprensible, siendo el nivel de mayor incremento, el segundo nivel. En la edificación regular sin ISE, se tiene un incremento de 123.508 % del primero al segundo nivel, mientras que en el caso de la edificación regular con ISE se tiene un incremento menor a éste, de 114.948 %, debido a que el primer nivel también aumenta su desplazamiento respectivo, los valores son próximos, esto puede deberse a que la dirección Y es la más desfavorable, por lo que los desplazamientos toman mayor importancia sin necesidad de la interacción suelo-estructura. De igual modo sucede en los casos irregulares, para la edificación irregular sin ISE, del primer al segundo nivel, el incremento es de 48.321 %, mientras que en el mismo caso con ISE, se tiene un incremento de 46.233 %. En los casos de irregularidad hubo menos diferencia, debido a que los desplazamientos son elevados de por sí, debido a su misma irregularidad y ésta toma mayor importancia que el suelo.

### 3.18.5.2. Análisis Dinámico

#### 3.18.5.2.1. Análisis Dinámico en dirección X

*Tabla 82. Desplazamientos relativos en el centro de masas de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Nivel	E. Regular sin ISE (mm)	E. Regular con ISE (mm)	E. Irregular sin ISE (mm)	E. Irregular con ISE (mm)
5	10.667	11.425	14.093	14.898
4	9.584	10.29	13.000	13.752
3	7.706	8.339	11.083	11.766
2	5.115	5.658	8.377	8.981
1	2.139	2.553	5.031	5.540

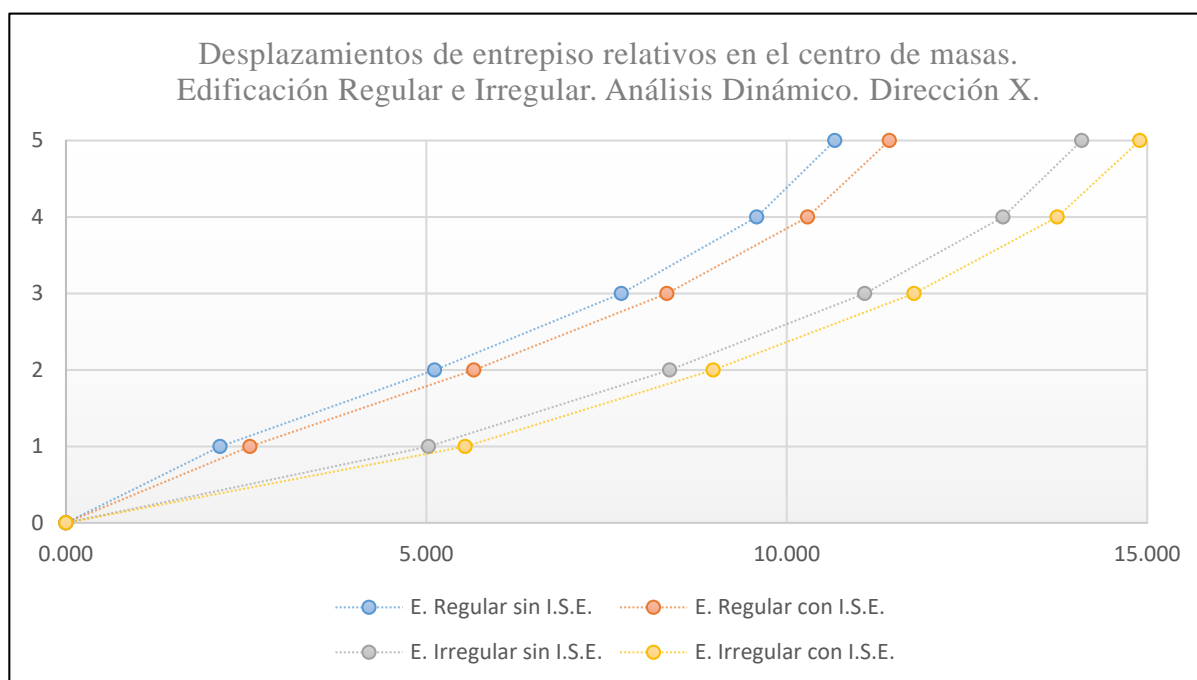


Figura 86. Gráfica de comparación de desplazamientos relativos en el centro de masas de la edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Los desplazamientos relativos en el centro de masas, presentan un comportamiento comprensible, siendo el nivel de mayor incremento, el segundo nivel. En la Edificación regular sin ISE, se tiene un incremento de 139.130 % del primero al segundo nivel, mientras que en el caso de la Edificación regular con ISE se tiene un incremento menor a éste, de 121.622 %, debido a que el primer nivel también aumenta su desplazamiento respectivo. De igual modo sucede en los casos irregulares, para la edificación irregular sin ISE, del primer al segundo nivel, el incremento es de 66.508 %, mientras que en el mismo caso con ISE, se tiene un incremento de 62.112 %. En los casos de irregularidad hubo menos diferencia, debido a que los desplazamientos son elevados de por sí, debido a su misma irregularidad y ésta toma mayor importancia que el suelo.

### 3.18.5.2.2. Análisis Dinámico en dirección Y

Tabla 83. Desplazamientos relativos en el centro de masas de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	E. Regular sin ISE (mm)	E. Regular con ISE (mm)	E. Irregular sin ISE (mm)	E. Irregular con ISE (mm)
5	17.166	17.696	20.472	21.011
4	15.496	15.995	19.146	19.664
3	12.607	13.055	16.789	17.274
2	8.604	9.007	13.448	13.912
1	3.868	4.217	9.178	9.629

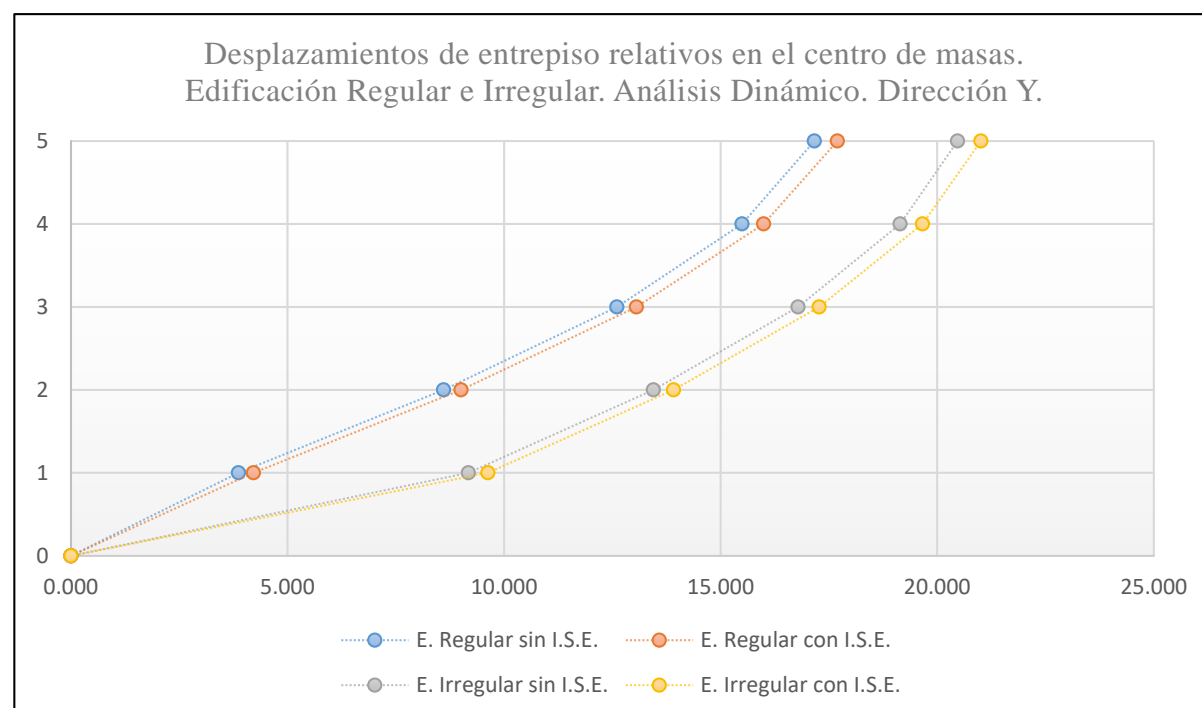


Figura 87. Gráfica de comparación de desplazamientos relativos en el centro de masas de la edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Los desplazamientos relativos en el centro de masas, presentan un comportamiento comprensible, siendo el nivel de mayor incremento, el segundo nivel. En la edificación regular sin ISE, se tiene un incremento de 122.441 % del primero al segundo nivel, mientras que en el caso de la Edificación regular con ISE se tiene un incremento menor a éste, de 113.588 %, debido a que el primer nivel también aumenta su desplazamiento respectivo, los valores son próximos, esto puede deberse a que la dirección Y es la más desfavorable, por lo que los

desplazamientos toman mayor importancia sin necesidad de la interacción suelo-estructura. De igual modo sucede en los casos irregulares, para la edificación irregular sin ISE, del primer al segundo nivel, el incremento es de 46.524 %, mientras que en el mismo caso con ISE, se tiene un incremento de 44.480 %. En los casos de irregularidad hubo menos diferencia, debido a que los desplazamientos son elevados de por sí, debido a su misma irregularidad y ésta toma mayor importancia que el suelo.



## CAPÍTULO IV. Resultados y Discusión

### 4.1. Desplazamientos Laterales

En los subtítulos posteriores, se presenta los desplazamientos laterales (acumulativo por piso) que tiene cada edificación, según su tipo de análisis y comparándose con su análisis con Interacción Suelo-Estructura, se mostrará el incremento mediante una gráfica, representando la forma en que se desplazaría la estructura. Se hará mención del incremento respectivo que tienen los desplazamientos añadiéndose la ISE. Se va a analizar los desplazamientos laterales obtenidos sin la modificación del Factor R, lo correcto en análisis sísmicos es trabajar con los desplazamientos laterales reales (distorsiones/derivadas, obtenidas ya con las modificaciones necesarias), según especifica el Artículo 31 de la E.030 (2018); sin embargo, en este estudio no se realizará las correcciones del Factor R, ya que el enfoque está en analizar los resultados en primera instancia para comparar los cambios obtenidos en dos edificaciones cuando estas están bajo las mismas condiciones de análisis, esto se considera necesario para poder notar exclusivamente la influencia de la ISE, ya que al modificar R, se aumenta la fuerza lateral sólo de la estructura irregular y no se evidenciaría el incremento neto causado por la ISE.

#### *4.1.1. Edificación Regular*

##### **4.1.1.1. Análisis Estático**

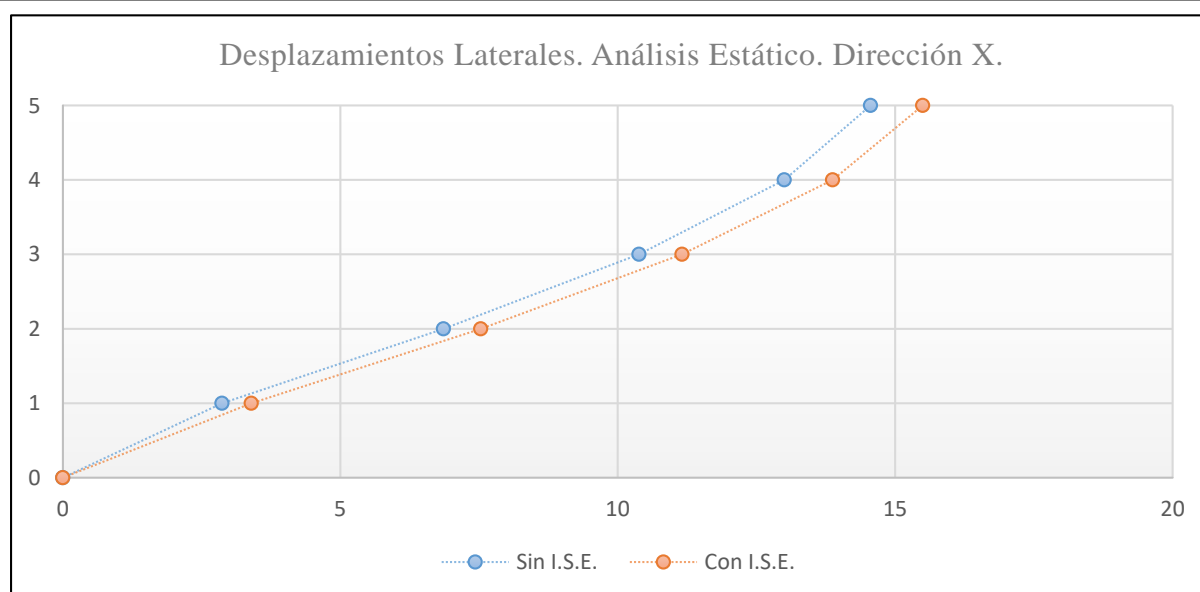
###### **4.1.1.1.1. Análisis Estático en dirección X**

Desplazamientos laterales de entrepiso: La **Tabla 84** muestra los valores que tienen los desplazamientos laterales (acumulativos), en la cual se observa que el mínimo valor corresponde a 2.870 mm y el máximo a 14.559 mm en la edificación regular sin Interacción Suelo-Estructura. Para el caso del análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura se tiene un valor mínimo de 3.398 mm y un máximo de 15.498 mm. El incremento que se da al aplicar

la Interacción Suelo-Estructura se encuentra en un rango de 6 % a 19 % aproximadamente. El mayor incremento se da en el primer nivel con 18.398 % y el menor en el quinto nivel con 6.450 %. Nótese que en la gráfica respectiva (**Figura 88**) se nota una mayor diferencia en el quinto entrepiso, esto es debido a que en el primer nivel, en términos numéricos se pasa de 2.870 mm a 3.398 mm (0.528 mm adicionales), más en el quinto nivel se pasa de 14.559 mm a 15.498 mm (0.939 mm adicionales); por lo que la gráfica muestra la acumulación de desplazamientos y no el incremento individual en porcentaje.

*Tabla 84. Desplazamientos laterales de edificación regular con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	E. Regular sin ISE (mm)	E. Regular con ISE (mm)	Incremento (%)
5	14.559	15.498	6.450
4	13.004	13.874	6.691
3	10.385	11.162	7.482
2	6.861	7.532	9.780
1	2.870	3.398	18.398



*Figura 88. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

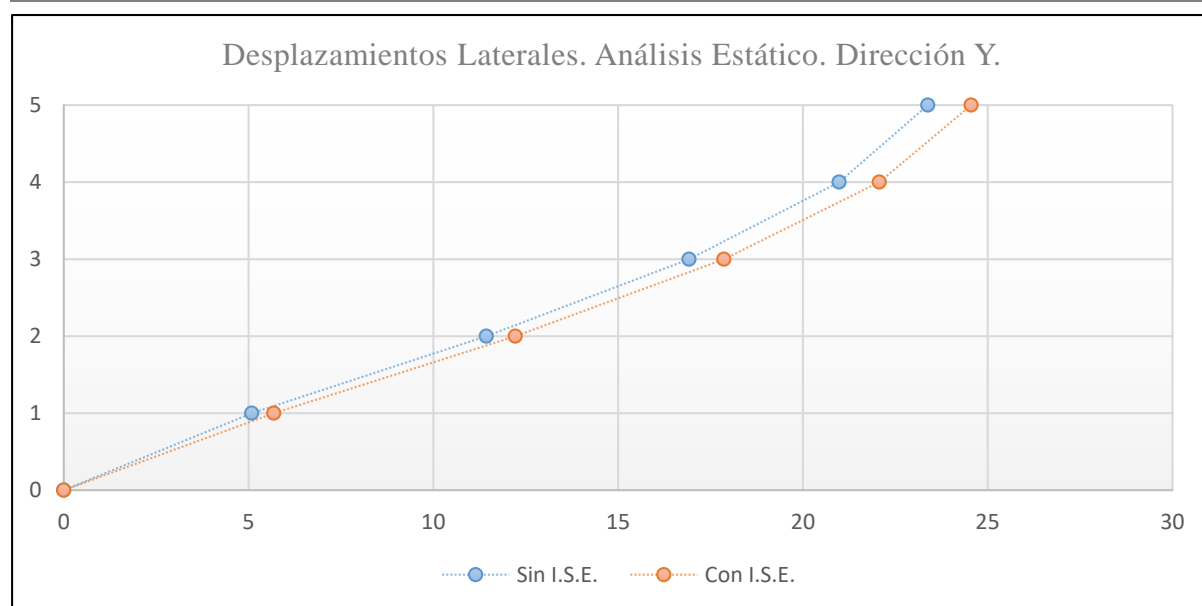
#### **4.1.1.1.2. Análisis Estático en dirección Y**

Desplazamientos laterales de entrepiso: La **Tabla 85** muestra los valores que tienen los desplazamientos laterales (acumulativos), en la cual se observa que el mínimo valor

corresponde a 5.087 mm y el máximo a 23.379 mm en la edificación sin Interacción Suelo-Estructura. Para el caso del análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura se tiene un valor mínimo de 5.683 mm y un máximo de 24.556 mm. El incremento que se da al aplicar la Interacción Suelo-Estructura se encuentra en un rango de 5 % a 18 % aproximadamente. El mayor incremento se da en el primer nivel con 11.716 % y el menor en el quinto nivel con 5.035 %. Nótese que en la gráfica respectiva (**Figura 89**) se nota una mayor diferencia en el quinto entrepiso, esto es debido a que en el primer nivel, en términos numéricos se pasa de 5.087 mm a 5.683 mm (0.596 mm adicionales), más en el quinto nivel se pasa de 23.379 mm a 24.556 mm (1.177 mm adicionales), por lo que la gráfica representa la acumulación de desplazamientos y no el incremento individual en porcentaje. La dirección Y es la más desfavorable, al presentar mayores desplazamientos respecto a la dirección X.

*Tabla 85. Desplazamientos laterales de edificación regular con y sin ISE análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	E. Regular sin ISE (mm)	E. Regular con ISE (mm)	Incremento (%)
5	23.379	24.556	5.035
4	20.980	22.068	5.186
3	16.919	17.865	5.592
2	11.434	12.219	6.866
1	5.087	5.683	17.162



*Figura 89. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

#### 4.1.1.2. Análisis Dinámico

##### 4.1.1.2.1. Análisis Dinámico en dirección X

Desplazamientos laterales de entrepiso: La **Tabla 86** muestra los valores que tienen los desplazamientos laterales (acumulativos), en la cual se observa que el mínimo valor corresponde a 2.866 mm y el máximo a 14.066 mm en la edificación sin Interacción Suelo-Estructura. Para el caso del análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura se tiene un valor mínimo de 3.436 mm y un máximo de 14.976 mm. El incremento que se da al aplicar la Interacción Suelo-Estructura se encuentra en un rango de 6 % a 20 % aproximadamente. El mayor incremento se da en el primer nivel con 19.888 % y el menor en el quinto nivel con 6.470 %. Nótese que en la gráfica respectiva (**Figura 90**) se nota una mayor diferencia en el quinto entrepiso, esto es debido a que en el primer nivel, en términos numéricos se pasa de 2.866 mm a 3.436 mm (0.57 mm adicionales), más en el quinto nivel se pasa de 14.066 mm a 14.976 mm (0.91 mm adicionales), por lo que la gráfica representa la acumulación de desplazamientos y no el incremento individual en porcentaje.

*Tabla 86. Desplazamientos laterales de edificación regular con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	E. Regular sin ISE (mm)	E. Regular con ISE (mm)	Incremento (%)
5	14.066	14.976	6.470
4	12.687	13.549	6.795
3	10.230	11.026	7.782
2	6.813	7.524	4.360
1	2.866	3.436	19.889

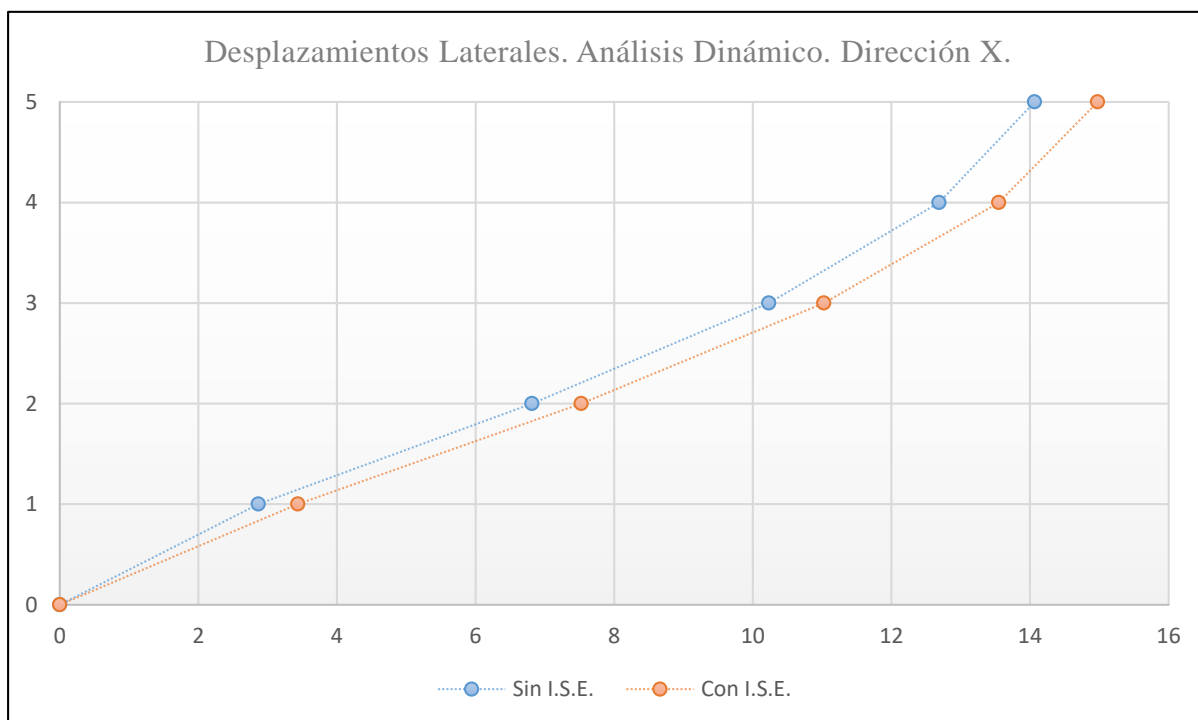


Figura 90. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación regular con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

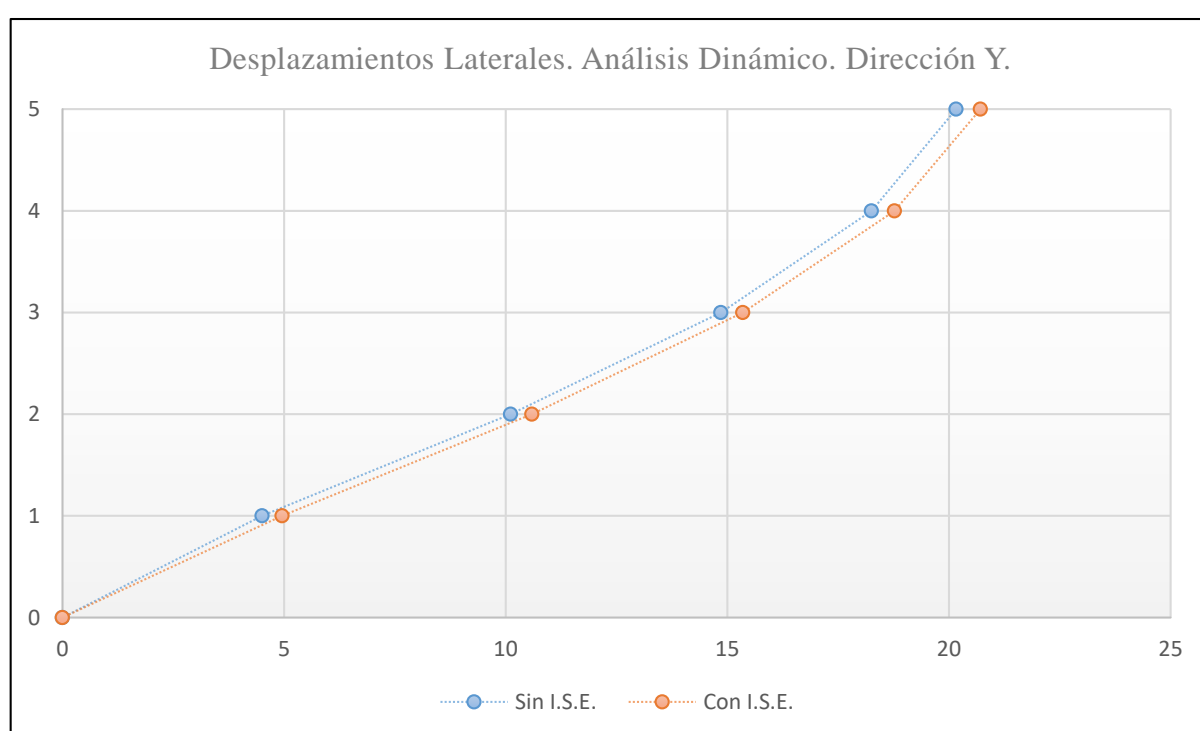
#### 4.1.1.2.2. Análisis Dinámico en dirección Y

Desplazamientos laterales de entrepiso: La **Tabla 87** muestra los valores que tienen los desplazamientos laterales (acumulativos), en la cual se observa que el mínimo valor corresponde a 4.507 mm y el máximo a 20.164 mm en la edificación sin Interacción Suelo-Estructura. Para el caso del análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura se tiene un valor mínimo de 4.957 mm y un máximo de 20.710 mm. El incremento que se da al aplicar la Interacción Suelo-Estructura se encuentra en un rango de 2 % a 10 % aproximadamente. El mayor incremento se da en el primer nivel con 9.984 % y el menor en el quinto nivel con 2.701 %. Nótese que en la gráfica respectiva (**Figura 91**) se nota una mayor diferencia en el quinto entrepiso, esto es debido a que en el primer nivel, en términos numéricos se pasa de 4.507 mm a 4.957 (0.45 mm adicionales), más en el quinto nivel se pasa de 20.164 mm a 20.71 mm (0.546 mm adicionales), por lo que la gráfica representa la acumulación de desplazamientos y no el

incremento individual en porcentaje. La dirección Y es la más desfavorable, al presentar mayores desplazamientos respecto a la dirección X.

*Tabla 87. Desplazamientos laterales de edificación regular con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	E. Regular sin ISE (mm)	E. Regular con ISE (mm)	Incremento (%)
5	20.164	20.710	2.701
4	18.251	18.773	2.861
3	14.855	15.351	3.339
2	10.113	10.594	4.757
1	4.507	4.957	9.985



*Figura 91. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

#### 4.1.2. Edificación Irregular

##### 4.1.2.1. Análisis Estático.

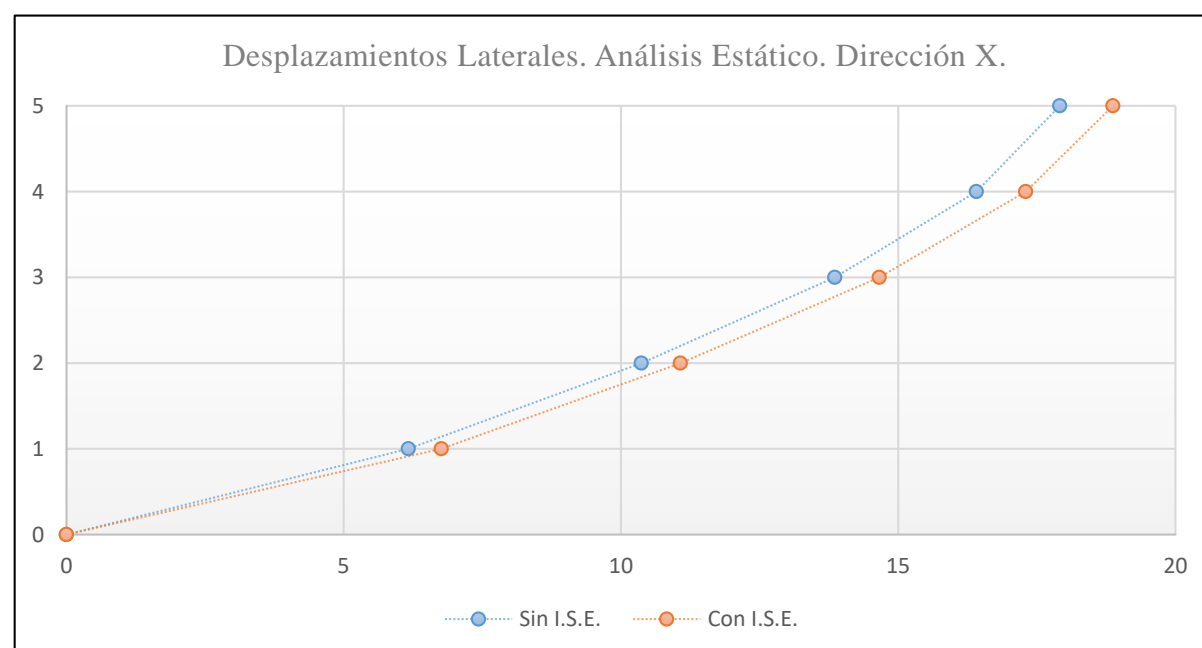
##### 4.1.2.1.1. Análisis Estático en dirección X

Desplazamientos laterales de entrepiso: La **Tabla 88** muestra los valores que tienen los desplazamientos laterales (acumulativos), en la cual se observa que el mínimo valor

corresponde a 6.168 mm y el máximo a 17.916 mm en la edificación sin Interacción Suelo-Estructura. Para el caso del análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura se tiene un valor mínimo de 6.762 mm y un máximo de 18.873 mm. El incremento que se da al aplicar la Interacción Suelo-Estructura se encuentra en un rango de 5 % a 10 % aproximadamente. El mayor incremento se da en el primer nivel con 9.631 % y el menor en el quinto nivel con 5.342 %. Nótese que en la gráfica respectiva (**Figura 92**) se nota una mayor diferencia en el quinto entrepiso, esto es debido a que en el primer nivel, en términos numéricos se pasa de 6.168 mm a 6.762 mm (0.594 mm adicionales), más en el quinto nivel se pasa de 17.916 mm a 18.873 mm (0.957 mm adicionales), por lo que la gráfica representa la acumulación de desplazamientos y no el incremento individual en porcentaje.

*Tabla 88. Desplazamientos laterales de edificación irregular con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	E. Irregular sin ISE (mm)	E. Irregular con ISE (mm)	Incremento (%)
5	17.916	18.873	5.342
4	16.412	17.301	5.417
3	13.860	14.662	5.787
2	10.371	11.075	6.789
1	6.168	6.762	9.631



*Figura 92. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

#### 4.1.2.1.2. Análisis Estático en dirección Y

Desplazamientos laterales de entrepiso: La **Tabla 89** muestra los valores que tienen los desplazamientos laterales (acumulativos), en la cual se observa que el mínimo valor corresponde a 13.365 mm y el máximo a 31.621 mm en la edificación sin Interacción Suelo-Estructura. Para el caso del análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura se tiene un valor mínimo de 14.465 mm y un máximo de 33.322 mm. El incremento que se da al aplicar la Interacción Suelo-Estructura se encuentra en un rango de 5 % a 9 % aproximadamente. El mayor incremento se da en el primer nivel con 8.230 % y el menor en el quinto nivel con 5.38 % . Nótese que en la gráfica respectiva (**Figura 93**) se nota una mayor diferencia en el quinto entrepiso, esto es debido a que en el primer nivel, en términos numéricos se pasa de 13.365 mm a 14.465 mm (1.0 mm adicionales), más en el quinto nivel se pasa de 31.621 mm a 33.322 mm (1.701 mm adicionales.), por lo que la gráfica representa el desplazamiento acumulativo y no el incremento individual en porcentaje. La dirección Y es la más desfavorable, al presentar mayores desplazamientos respecto a la dirección X.

*Tabla 89. Desplazamientos laterales de edificación irregular con y sin ISE., análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	E. Irregular sin ISE (mm)	E. Irregular con ISE (mm)	Incremento (%)
5	31.621	33.322	5.380
4	29.321	30.931	5.491
3	25.372	26.835	5.767
2	19.981	21.274	6.472
1	13.365	14.465	8.231



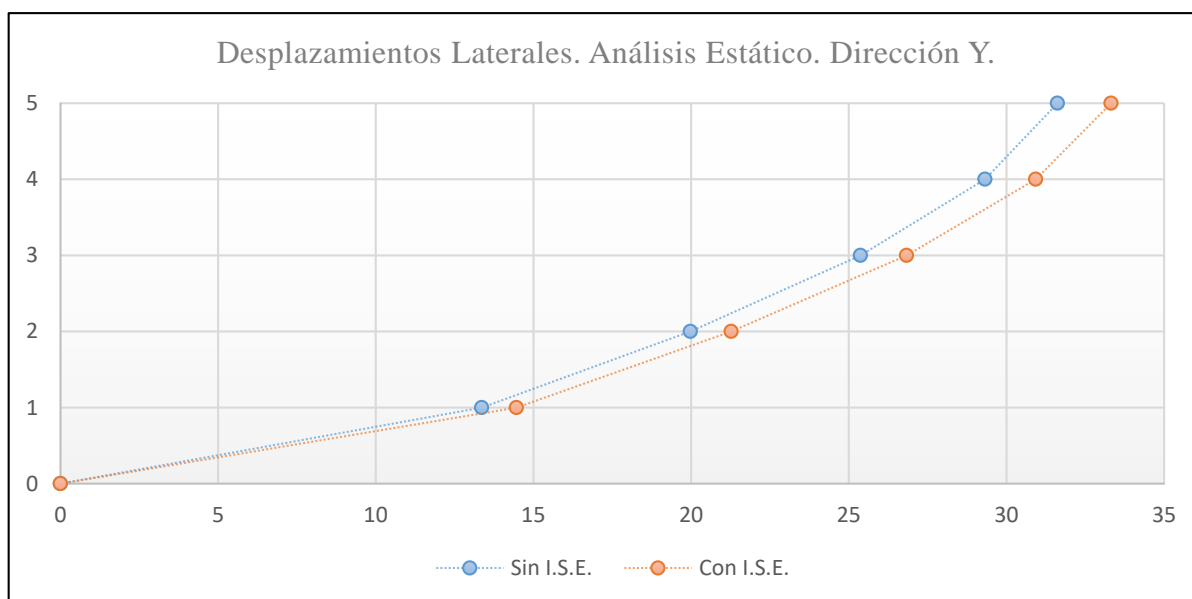


Figura 93. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

#### 4.1.2.2. Análisis Dinámico

##### 4.1.2.2.1. Análisis Dinámico en dirección X

Desplazamientos laterales de entrepiso: La **Tabla 90** muestra los valores que tienen los desplazamientos laterales (acumulativos), en la cual se observa que el mínimo valor corresponde a 7.116 mm y el máximo a 19.131 mm en la edificación sin Interacción Suelo-Estructura. Para el caso del análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura se tiene un valor mínimo de 7.930 mm y un máximo de 20.265 mm. El incremento que se da al aplicar la Interacción Suelo-Estructura se encuentra en un rango de 5 % a 12 % aproximadamente. El mayor incremento se da en el primer nivel con 11.440 % y el menor en el quinto nivel con 5.928 %. Nótese que en la gráfica respectiva (**Figura 94**) se nota una mayor diferencia en el quinto entrepiso, esto es debido a que en el primer nivel, en términos numéricos se pasa de 7.116 mm a 7.930 mm (0.814 mm adicionales), más en el quinto nivel se pasa de 19.131 mm a 20.265 mm (1.134 mm adicionales), por lo que la gráfica representa el desplazamiento acumulativo y no el incremento individual en porcentaje.

Tabla 90. Desplazamientos laterales de edificación irregular con y sin ISE., análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Entrepiso	E. Irregular sin ISE (mm)	E. Irregular con ISE (mm)	Incremento (%)
5	19.131	20.265	5.928
4	17.735	18.817	6.101
3	15.216	16.228	6.651
2	11.622	12.552	8.003
1	7.116	7.930	11.440

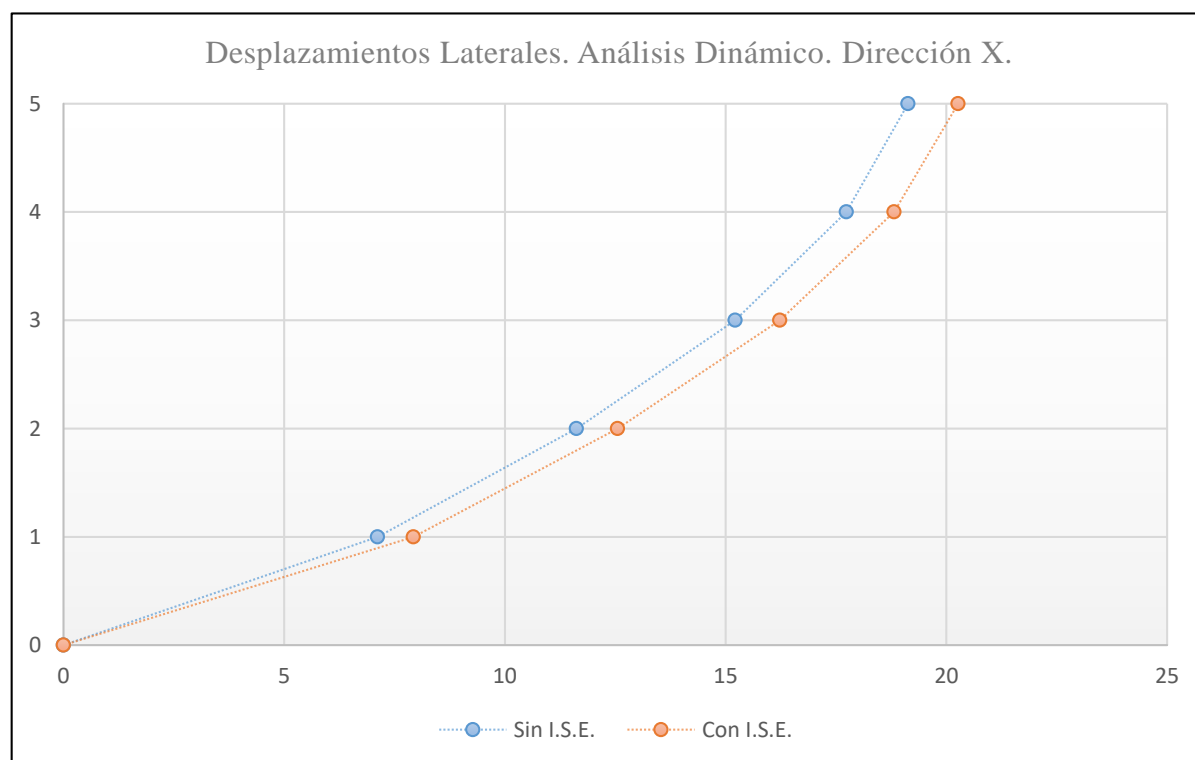


Figura 94. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

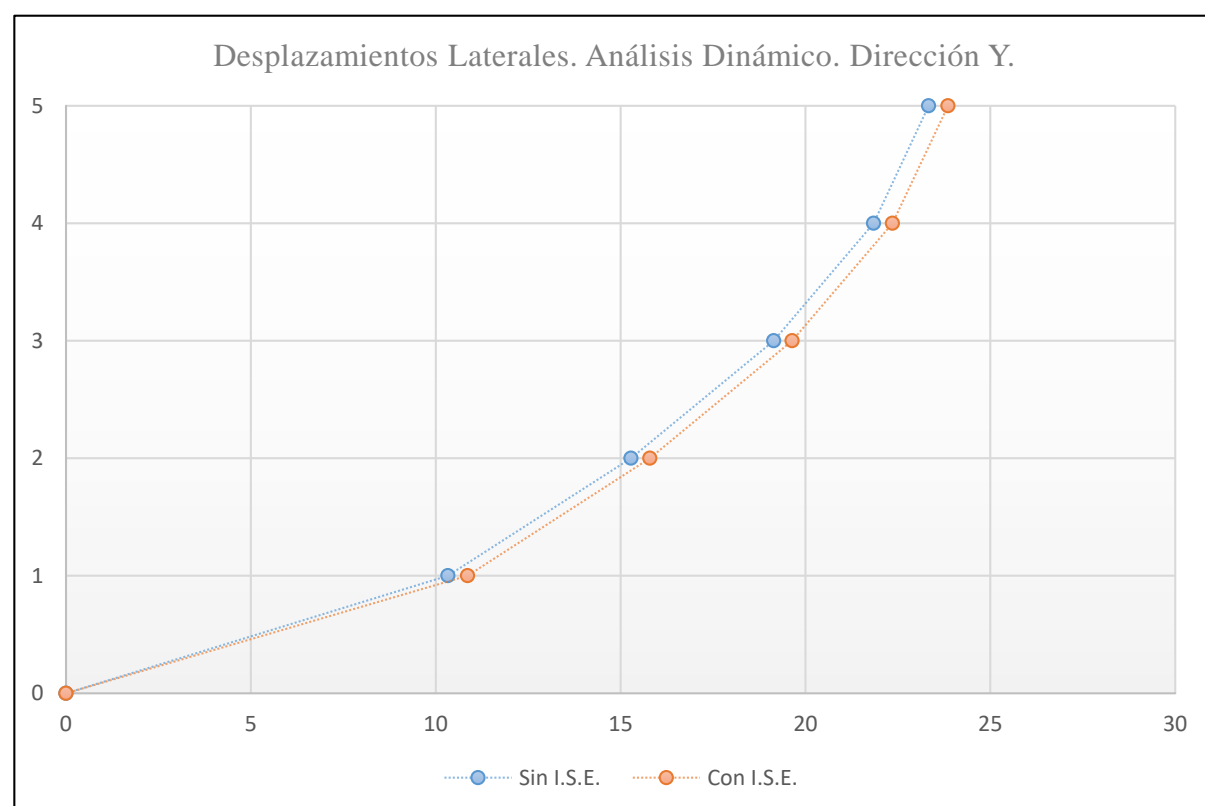
#### 4.1.2.2.2. Análisis Dinámico en dirección Y

Desplazamientos laterales de entrepiso: La **Tabla 91** muestra los valores que tienen los desplazamientos laterales (acumulativos), en la cual se observa que el mínimo valor corresponde a 10.330 mm y el máximo a 23.334 mm en la edificación sin Interacción Suelo-Estructura. Para el caso del análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura se tiene un valor mínimo de 10.861 mm y un máximo de 23.855 mm. El incremento que se da al aplicar la Interacción Suelo-Estructura se encuentra en un rango de 2 % a 6 % aproximadamente. El

mayor incremento se da en el primer nivel con 5.140 % y el menor en el quinto nivel con 2.233 %. Nótese que en la gráfica respectiva (**Figura 95**) se nota una mayor diferencia en el quinto entrepiso, esto es debido a que en el primer nivel, en términos numéricos se pasa de 10.330 mm a 10.861 mm. (0.531 mm adicionales), más en el quinto nivel se pasa de 23.334 mm a 23.855 mm (0.521 mm adicionales), por lo que la gráfica representa el desplazamiento acumulativo y no el incremento individual en porcentaje. La dirección Y es la más desfavorable, al presentar mayores desplazamientos respecto a la dirección X.

*Tabla 91. Desplazamientos laterales de edificación irregular con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	E. Irregular sin ISE (mm)	E. Irregular con ISE (mm)	Incremento (%)
5	23.334	23.855	2.233
4	21.845	22.354	2.334
3	19.144	19.642	2.602
2	15.283	15.792	3.334
1	10.330	10.861	5.141



*Figura 95. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

## 4.2. Comparación de Desplazamientos Laterales, según tipo de Análisis

Se realiza una comparación general de los desplazamientos laterales, según su tipo de Análisis, de tal manera que se obtengan conclusiones sobre el tema.

### 4.2.1. Análisis Estático

#### 4.2.1.1. Análisis Estático en dirección X

Tabla 92. Desplazamientos laterales de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Entrepiso	E. Regular sin ISE (mm)	E. Regular con ISE (mm)	E. Irregular sin ISE (mm)	E. Irregular con ISE (mm)
5	14.559	15.498	17.916	18.873
4	13.004	13.874	16.412	17.301
3	10.385	11.162	13.86	14.662
2	6.861	7.532	10.371	11.075
1	2.870	3.398	6.168	6.762

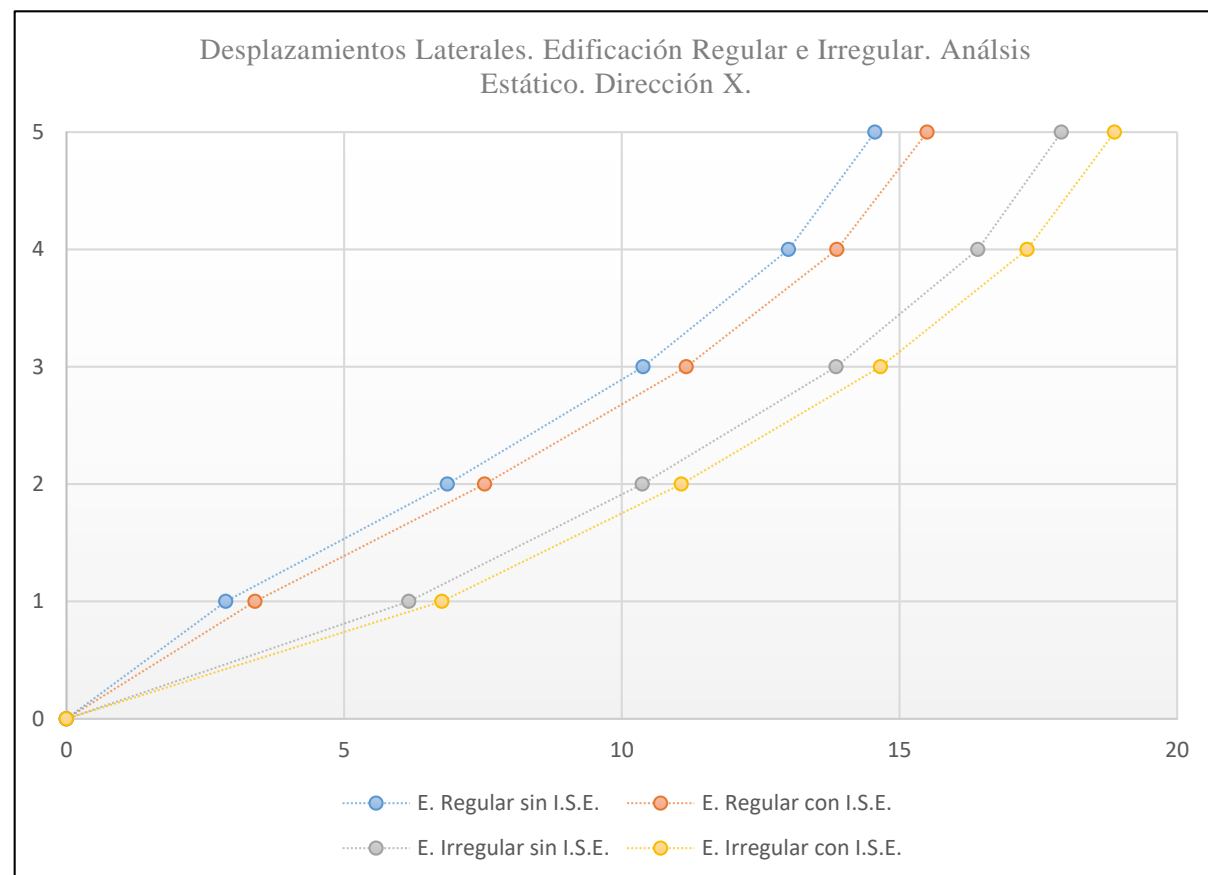


Figura 96. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Se observa que existe un incremento en los casos en que se añade la Interacción Suelo-Estructura. Se puede notar que el gran incremento en los desplazamientos se debe a la irregularidad de la estructura y en menor parte a la Interacción Suelo-Estructura, lo cual es lógico al ser la edificación cimentada sobre un suelo semi rígido (grava). En el primer nivel de la Edificación Regular sin ISE se tiene 2.870 mm, añadiendo ISE, se tiene 3.398 mm, incrementando 18.397 %. En el primer nivel para la Edificación Irregular sin ISE se tiene un valor de 6.168 mm y añadiendo la ISE se tiene 6.676 mm, incrementando 9.630 %. Se obtiene entonces un incremento mayor en la edificación regular, por lo que la aplicación de la ISE en un primer piso flexible tiene menor impacto; sin embargo, los desplazamientos siguen siendo relevantes al ser el contraste la rigidez de la edificación con la del suelo distintos. Se tiene además que el incremento que existe entre la Edificación Regular sin ISE en primer nivel y la Edificación Irregular sin ISE es 114.913 % (de 2.870 mm a 6.168 mm), mientras que el incremento entre ambos extremos, es decir entre la Edificación Regular sin ISE y la Edificación Irregular con ISE es de 135.610 % (de 2.8 mm a 6.762 mm). Si se analiza la superposición (de manera separada) de los efectos ISE y los de Irregularidad en primer nivel, en este tipo de condiciones, con un suelo semi rígido, el incremento en el desplazamiento de la Edificación Regular con ISE ante la Edificación Regular sin ISE y el incremento en el desplazamiento de la Edificación Irregular sin ISE ante la Edificación Regular sin ISE (18.397 % + 114.913 %), es de 133.310 %, muy cercano a 135.610 % que es el incremento de desplazamientos de manera simultánea, el cual es el incremento que se da entre la Edificación Irregular con ISE y la Edificación Regular sin ISE. Esta comparación, aunque suene lógica, se supone importante al considerar que en un suelo conformado por otro material no rígido, las sumas de ambos efectos mencionados anteriormente no tendrían un valor tan cercano, sino que el efecto se aminora conforme a lo blando que sea el suelo de fundación.

#### 4.2.1.2. Análisis Estático en dirección Y

Tabla 93. Desplazamientos laterales de edificación regular e irregular, con y sin ISE., análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Entrepiso	E. Regular sin ISE (mm)	E. Regular con ISE (mm)	E. Irregular sin ISE (mm)	E. Irregular con ISE (mm)
5	23.379	24.556	31.621	33.322
4	20.980	22.068	29.321	30.931
3	16.919	17.865	25.372	26.835
2	11.434	12.219	19.981	21.274
1	5.087	5.683	13.365	14.465

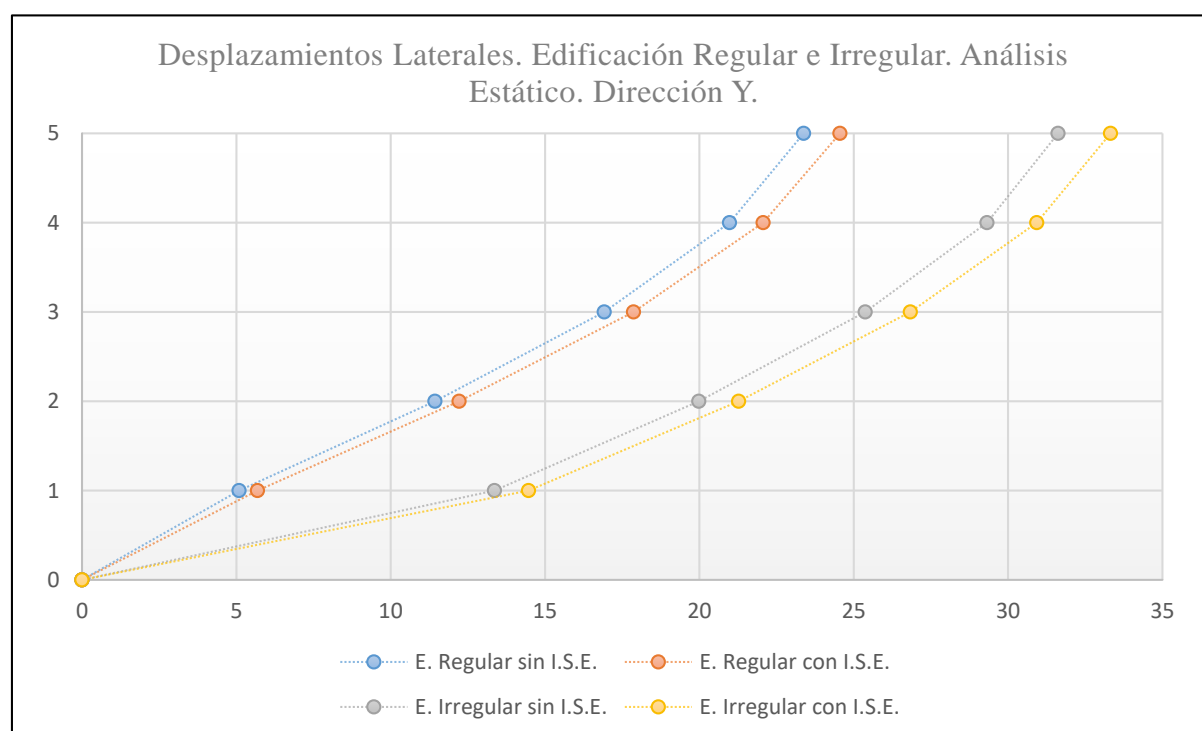


Figura 97. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Se observa que existe un incremento en los casos en que se añade la Interacción Suelo-Estructura. Se puede notar que el gran incremento en los desplazamientos se debe a la irregularidad de la estructura y en menor parte a la Interacción Suelo-Estructura, lo cual es lógico al ser la edificación cimentada sobre un suelo semi rígido (grava). En el primer nivel de la Edificación Regular sin ISE se tiene 5.087 mm, añadiendo la ISE, se tiene 5.683 mm, incrementando 11.716 %. En el primer nivel para la Edificación Irregular sin ISE se tiene un valor de 13.365 mm y añadiendo ISE se tiene 14.465 mm, incrementando 8.230 %. Se obtiene

entonces un incremento mayor en la edificación regular, por lo que la aplicación de la ISE en un primer piso flexible tiene menor impacto; sin embargo, los desplazamientos siguen siendo relevantes al ser el contraste la rigidez de la edificación con la del suelo distintos. Se tiene además que el incremento que existe entre la Edificación Regular sin ISE en primer nivel y la Edificación Irregular sin ISE es 162.729 % (de 5.087 a 13.365 mm), mientras que el incremento entre ambos extremos, es decir entre la Edificación Regular sin ISE y la Edificación Irregular con ISE es de 184.352 % (de 5.087 mm a 14.465 mm). Si se analiza la superposición (de manera separada) de los efectos ISE y los de Irregularidad en primer nivel, en este tipo de condiciones, con un suelo semi rígido, el incremento en el desplazamiento de la Edificación Regular con ISE ante la Edificación Regular sin ISE y el incremento en el desplazamiento de la Edificación Irregular sin ISE ante la Edificación Regular sin ISE (11.716 % + 162.729 %), es de 174.445 %, muy cercano a 184.352 % que es el incremento de desplazamientos de manera simultánea, el cual es el incremento que se da entre la Edificación Irregular con ISE y la Edificación Regular sin ISE. Esta comparación, aunque suene lógica, se supone importante al considerar que en un suelo conformado por otro material no rígido, las sumas de ambos efectos mencionados anteriormente no tendrían un valor tan cercano, sino que el efecto se aminora conforme a lo blando que sea el suelo de fundación.

#### **4.2.2. Análisis Dinámico**

##### **4.2.2.1. Análisis Dinámico en dirección X**

*Tabla 94. Desplazamientos laterales de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	E. Regular sin ISE (mm)	E. Regular con ISE (mm)	E. Irregular sin ISE (mm)	E. Irregular con ISE (mm)
5	14.066	14.976	19.131	20.265
4	12.687	13.549	17.735	18.817
3	10.230	11.026	15.216	16.228
2	6.813	7.524	11.622	12.552
1	2.866	3.436	7.116	7.930

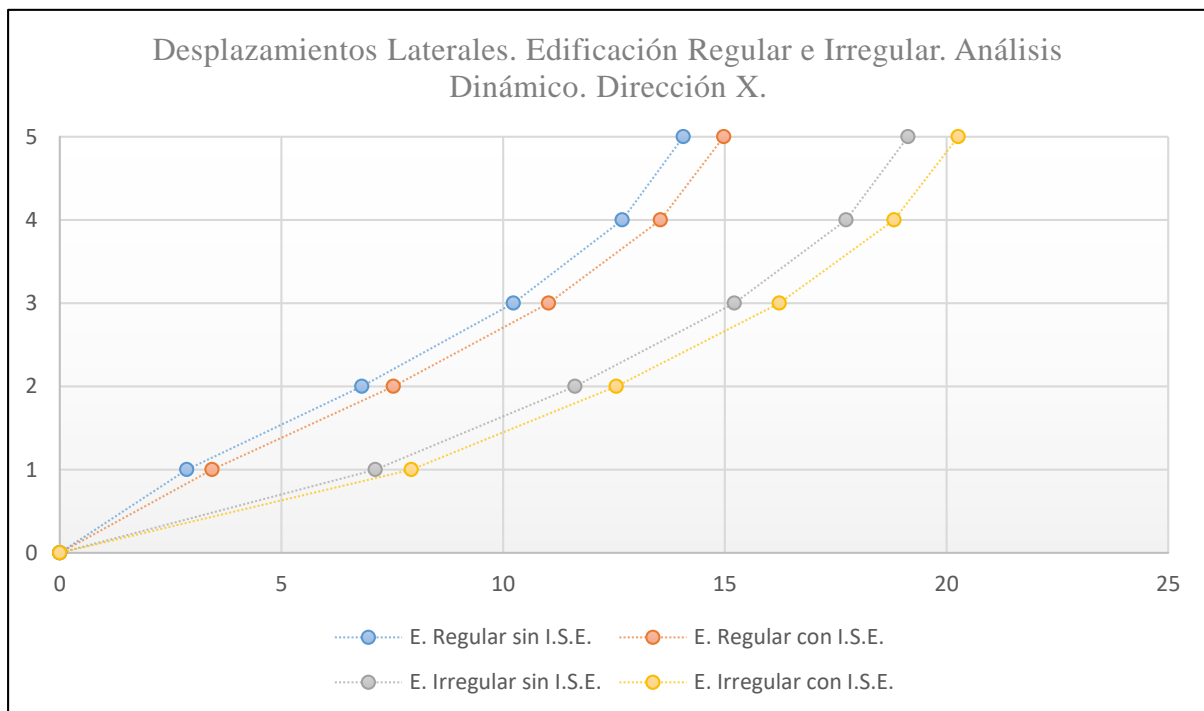


Figura 98. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación regular e irregular, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Se observa que existe un incremento en los casos en que se añade la Interacción Suelo-Estructura. Se puede notar que el gran incremento en los desplazamientos se debe a la irregularidad de la estructura y en menor parte a la Interacción Suelo-Estructura, lo cual es lógico al ser la edificación cimentada sobre un suelo semi rígido (grava). En el primer nivel de la Edificación Regular sin ISE se tiene 2.866 mm, añadiendo la ISE, se tiene 3.436 mm, incrementando 19.888 %. En el primer nivel para la Edificación Irregular sin ISE se tiene un valor de 7.116 mm y añadiendo ISE se tiene 7.930 mm, incrementando 11.440 %. Se obtiene entonces un incremento mayor en la edificación regular, por lo que la aplicación de ISE en un primer piso flexible tiene menor impacto; sin embargo, los desplazamientos siguen siendo relevantes al ser el contraste la rigidez de la edificación con la del suelo distintos. Se tiene además que el incremento que existe entre la Edificación Regular sin ISE en primer nivel y la Edificación Irregular sin ISE es 148.290 % (de 2.866 mm a 7.116 mm), mientras que el incremento entre ambos extremos, es decir entre la Edificación Regular sin ISE y la Edificación Irregular con ISE es de 176.692 % (de 2.866 mm a 7.93 mm). Si se analiza la superposición

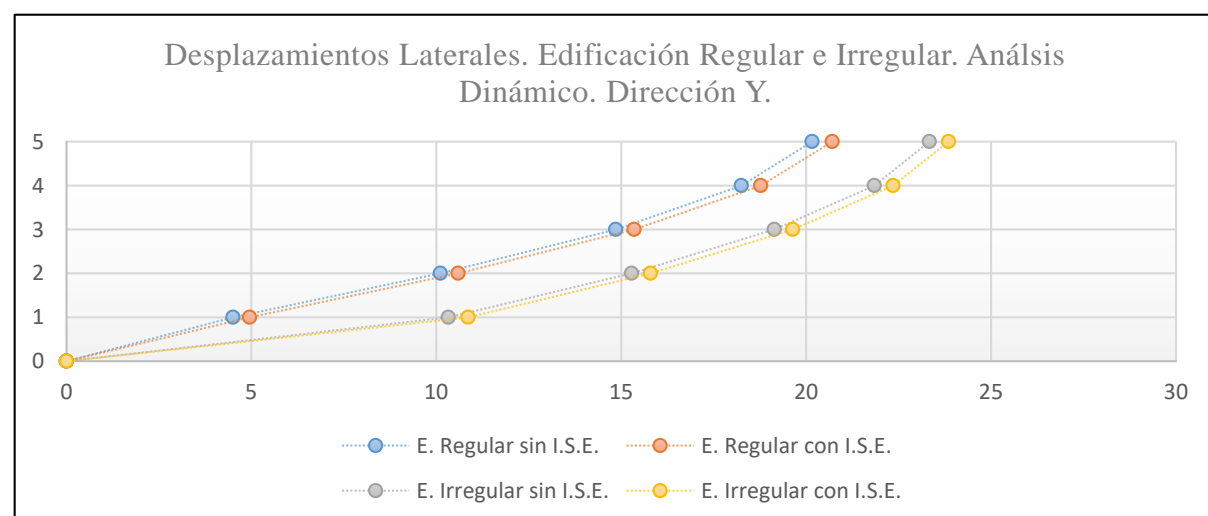


(de manera separada) de los efectos ISE y los de Irregularidad en primer nivel, en este tipo de condiciones, con un suelo semi rígido, el incremento en el desplazamiento de la Edificación Regular con ISE ante la Edificación Regular sin ISE y el incremento en el desplazamiento de la Edificación Irregular sin ISE ante la Edificación Regular sin ISE (19.888 % + 148.290 %), es de 168.178 %, muy cercano a 176.692 % que es el incremento de desplazamientos de manera simultánea, el cual es el incremento que se da entre la Edificación Irregular con ISE y la Edificación Regular sin ISE. Esta comparación, aunque suene lógica, se supone importante al considerar que en un suelo conformado por otro material no rígido, las sumas de ambos efectos mencionados anteriormente no tendrían un valor tan cercano, sino que el efecto se aminora conforme a lo blando que sea el suelo de fundación.

#### 4.2.2.2. Análisis Dinámico en dirección Y

*Tabla 95. Desplazamientos laterales de edificación regular e irregular, con y sin ISE., análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	E. Regular sin ISE (mm)	E. Regular con ISE (mm)	E. Irregular sin ISE (mm)	E. Irregular con ISE (mm)
5	20.164	20.71	23.334	23.855
4	18.251	18.773	21.845	22.354
3	14.855	15.351	19.144	19.642
2	10.113	10.594	15.283	15.792
1	4.507	4.957	10.330	10.861



*Figura 99. Gráfica de comparación de desplazamientos laterales de edificación regular e irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Se observa que existe un incremento en los casos en que se añade la Interacción Suelo-Estructura. Se puede notar que el gran incremento en los desplazamientos se debe a la irregularidad de la estructura y en menor parte a la Interacción Suelo-Estructura, lo cual es lógico al ser la edificación cimentada sobre un suelo semi rígido (grava). En el primer nivel de la Edificación Regular sin ISE se tiene 4.507 mm, añadiendo ISE, se tiene 4.957 mm, incrementando 9.984 %. En el primer nivel para la Edificación Irregular sin ISE se tiene un valor de 10.330 mm y añadiendo ISE se tiene 10.861 mm, incrementando 5.141 %. Se obtiene entonces un incremento mayor en la edificación regular, por lo que la aplicación de la ISE en un primer piso flexible tiene menor impacto; sin embargo, los desplazamientos siguen siendo relevantes al ser el contraste la rigidez de la edificación con la del suelo distintos. Se tiene además que el incremento que existe entre la Edificación Regular sin ISE en primer nivel y la Edificación Irregular sin ISE es 129.199 % (de 4.507 mm a 10.33 mm), mientras que el incremento entre ambos extremos, es decir entre la Edificación Regular sin ISE y la Edificación Irregular con ISE es de 140.980 % (de 4.507 mm a 10.861 mm). Si se analiza la superposición (de manera separada) de los efectos ISE y los de Irregularidad en primer nivel, en este tipo de condiciones, con un suelo semi rígido, el incremento en el desplazamiento de la Edificación Regular con ISE ante la Edificación Regular sin ISE y el incremento en el desplazamiento de la Edificación Irregular sin ISE ante la Edificación Regular sin ISE (9.984 % + 129.199 %), es de 139.183 %, muy cercano a 140.981 % que es el incremento de desplazamientos de manera simultánea, el cual es el incremento que se da entre la Edificación Irregular con ISE y la Edificación Regular sin ISE. Esta comparación, aunque suene lógica, se supone importante al considerar que en un suelo conformado por otro material no rígido, las sumas de ambos efectos mencionados anteriormente no tendrían un valor tan cercano, sino que el efecto se aminora conforme a lo blando que sea el suelo de fundación.

### 4.3. Primera revisión de derivas, sin modificación de R en la edificación irregular

Las distorsiones (derivas), deben cumplir lo impuesto en el Artículo 32 de la E.030 (2018), en donde se menciona que las derivas por entrepiso no pueden sobrepasar el valor de 0.007. Las derivas elásticas son obtenidas de los desplazamientos laterales, los cuales se dividen entre la altura (no considerar de forma acumulativa, sino de forma independiente). Las derivas inelásticas se obtienen al multiplicar: las derivas elásticas, el coeficiente de acuerdo a si la edificación es regular e irregular y el coeficiente R (dependiente del sistema estructural predominante y de factores  $I_a$  e  $I_p$ , con respecto a las irregularidades). La Edificación B no solo tiene la irregularidad de piso blando, sino también irregularidad extrema de piso blando (ver **Anexo F**). Para un análisis sísmico completo, se debería tomar en cuenta lo siguiente:

- Factor en estructuras regulares:  $0.75 R$ , donde  $R = 8 \times 1 \times 1 = 8$
- Factor en estructuras irregulares:  $0.85 R$ , donde  $R = 8 \times 0.5 \times 1 = 4$

#### 4.3.1. Edificación sin piso blando

##### 4.3.1.1. Análisis Estático

##### 4.3.1.1.1. Análisis Estático en dirección X

El caso cumple con el límite en derivas elásticas; sin embargo, en derivas inelásticas, no cumple con la distorsión máxima permitida en el segundo y tercer entrepiso.

*Tabla 96. Derivas en edificación regular, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	Deriva	Deriva Inelástica	Distorsión permisible	D. Elástica ¿Aceptable?	D. Inelástica ¿Aceptable?
5	0.000576	0.003456	0.007	Verdadero	Verdadero
4	0.000970	0.005820	0.007	Verdadero	Verdadero
3	0.001305	0.007830	0.007	Verdadero	Falso
2	0.001478	0.008868	0.007	Verdadero	Falso
1	0.001063	0.006378	0.007	Verdadero	Verdadero

#### 4.3.1.1.2. Análisis Estático en dirección Y

El caso cumple con el límite en derivas elásticas; sin embargo, en derivas inelásticas, no cumple con la distorsión máxima permitida en el primer, segundo, tercer y cuarto entrepiso.

Tabla 97. Derivas en edificación regular, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Entrepiso	Deriva	Deriva Inelástica	Distorsión permisible	D. Elástica ¿Aceptable?	D. Inelástica ¿Aceptable?
5	0.000889	0.005334	0.007	Verdadero	Verdadero
4	0.001504	0.009024	0.007	Verdadero	Falso
3	0.002031	0.012186	0.007	Verdadero	Falso
2	0.002351	0.014106	0.007	Verdadero	Falso
1	0.001884	0.011304	0.007	Verdadero	Falso

#### 4.3.1.2. Análisis Dinámico

##### 4.3.1.2.1. Análisis Dinámico en dirección X

El caso cumple con el límite en derivas elásticas; sin embargo, en derivas inelásticas, no cumple con la distorsión máxima permitida en el segundo y tercer entrepiso.

Tabla 98. Derivas en edificación regular, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Entrepiso	Deriva	Deriva Inelástica	Distorsión permisible	D. Elástica ¿Aceptable?	D. Inelástica ¿Aceptable?
5	0.000528	0.003168	0.007	Verdadero	Verdadero
4	0.000925	0.005550	0.007	Verdadero	Verdadero
3	0.001273	0.007638	0.007	Verdadero	Falso
2	0.001463	0.008778	0.007	Verdadero	Falso
1	0.001062	0.006372	0.007	Verdadero	Verdadero

##### 4.3.1.2.2. Análisis Dinámico en dirección Y

El caso cumple con el límite en derivas elásticas; sin embargo, en derivas inelásticas, no cumple con la distorsión máxima permitida en el primer, segundo, tercer y cuarto entrepiso.

Tabla 99. Derivas en edificación regular, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Entrepiso	Deriva	Deriva Inelástica	Distorsión permisible	D. Elástica ¿Aceptable?	D. Inelástica ¿Aceptable?
5	0.000739	0.004434	0.007	Verdadero	Verdadero
4	0.001281	0.007686	0.007	Verdadero	Falso
3	0.001768	0.010608	0.007	Verdadero	Falso
2	0.002079	0.012474	0.007	Verdadero	Falso
1	0.001669	0.010014	0.007	Verdadero	Falso

#### 4.3.2. Edificación con piso blando

Lo correcto en un análisis completo, es multiplicar las derivas elásticas por  $0.85 \times 4$ , tal como señala el **Subtítulo 4.3**; sin embargo, para esto se tiene antes que haber modificado el Factor R, lo cual sólo en este estudio no se ha hecho por fines de comparación; por tanto, solo se muestra la revisión (previa) de como se asumió inicialmente la estructura ( $R = 8$  y regular).

##### 4.3.2.1. Análisis Estático

##### 4.3.2.1.1. Análisis Estático en dirección X

El caso, no de forma definitiva, cumple con el límite en derivas elásticas; sin embargo, en derivas inelásticas, no cumple con lo permitido en el primer, segundo y tercer entrepiso.

Tabla 100. Derivas en edificación irregular, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Entrepiso	Deriva	Deriva Inelástica	Distorsión permisible	D. Elástica ¿Aceptable?	D. Inelástica ¿Aceptable?
5	0.000557	0.003342	0.007	Verdadero	Verdadero
4	0.000945	0.005670	0.007	Verdadero	Verdadero
3	0.001292	0.007752	0.007	Verdadero	Falso
2	0.001557	0.009342	0.007	Verdadero	Falso
1	0.001523	0.009138	0.007	Verdadero	Falso

##### 4.3.2.1.2. Análisis Estático en dirección Y

El caso, no de forma definitiva, cumple con el límite en derivas elásticas; sin embargo, en derivas inelásticas, no cumple con lo permitido del primer al cuarto entrepiso.

Tabla 101. Derivas en edificación irregular, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Entrepiso	Deriva	Deriva Inelástica	Distorsión permisible	D. Elástica ¿Aceptable?	D. Inelástica ¿Aceptable?
5	0.000852	0.005112	0.007	Verdadero	Verdadero
4	0.001463	0.008778	0.007	Verdadero	Falso
3	0.001997	0.011982	0.007	Verdadero	Falso
2	0.002450	0.014700	0.007	Verdadero	Falso
1	0.003300	0.019800	0.007	Verdadero	Falso

#### 4.3.2.2. Análisis Dinámico

##### 4.3.2.2.1. Análisis Dinámico en dirección X

El caso, no de forma definitiva, cumple con el límite en derivas elásticas; sin embargo, en inelásticas, no cumple con lo permitido en el primer, segundo y tercer entrepiso.

Tabla 102. Derivas en edificación irregular, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Entrepiso	Deriva	Deriva Inelástica	Distorsión permisible	D. Elástica ¿Aceptable?	D. Inelástica ¿Aceptable?
5	0.000530	0.003180	0.007	Verdadero	Verdadero
4	0.000947	0.005682	0.007	Verdadero	Verdadero
3	0.00134	0.008040	0.007	Verdadero	Falso
2	0.001673	0.010038	0.007	Verdadero	Falso
1	0.001757	0.010542	0.007	Verdadero	Falso

##### 4.3.2.2.2. Análisis Dinámico en dirección Y

El caso, no de forma definitiva, cumple con el límite en derivas elásticas; sin embargo, en inelásticas, no cumple con lo permitido en el primer, segundo y tercer entrepiso.

Tabla 103. Derivas en edificación irregular, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Entrepiso	Deriva	Deriva Inelástica	Distorsión permisible	D. Elástica ¿Aceptable?	D. Inelástica ¿Aceptable?
5	0.000571	0.003426	0.007	Verdadero	Verdadero
4	0.001020	0.006120	0.007	Verdadero	Verdadero
3	0.001443	0.008658	0.007	Verdadero	Falso
2	0.001838	0.011028	0.007	Verdadero	Falso
1	0.002551	0.015306	0.007	Verdadero	Falso

### 4.3.3. Edificación sin piso blando - Aplicación de ISE

#### 4.3.3.1. Análisis Estático

##### 4.3.3.1.1. Análisis Estático en dirección X

El caso cumple con el límite en derivas elásticas; sin embargo, en derivas inelásticas, no cumple con la distorsión máxima permitida en el primer, segundo y tercer entrepiso.

*Tabla 104. Derivas en edificación regular con ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	Deriva	Deriva Inelástica	Distorsión permisible	D. Elástica ¿Aceptable?	D. Inelástica ¿Aceptable?
5	0.000602	0.003612	0.007	Verdadero	Verdadero
4	0.001004	0.006024	0.007	Verdadero	Verdadero
3	0.001345	0.008070	0.007	Verdadero	Falso
2	0.001531	0.009186	0.007	Verdadero	Falso
1	0.001222	0.007332	0.007	Verdadero	Falso

##### 4.3.3.1.2. Análisis Estático en dirección Y

El caso cumple con el límite en derivas elásticas; sin embargo, en derivas inelásticas, no cumple con la distorsión máxima permitida en el primer, segundo, tercer y cuarto entrepiso.

*Tabla 105. Derivas en edificación regular con ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	Deriva	Deriva Inelástica	Distorsión permisible	D. Elástica ¿Aceptable?	D. Inelástica ¿Aceptable?
5	0.000922	0.005532	0.007	Verdadero	Verdadero
4	0.001557	0.009342	0.007	Verdadero	Falso
3	0.002091	0.012546	0.007	Verdadero	Falso
2	0.002421	0.014526	0.007	Verdadero	Falso
1	0.002076	0.012456	0.007	Verdadero	Falso

#### 4.3.3.2. Análisis Dinámico

##### 4.3.3.2.1. Análisis Dinámico en dirección X

El caso cumple con el límite en derivas elásticas; sin embargo, en derivas inelásticas, no cumple con la distorsión máxima permitida en el primer, segundo y tercer entrepiso.

*Tabla 106. Derivas en edificación regular con ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	Deriva	Deriva Inelástica	Distorsión permisible	D. Elástica ¿Aceptable?	D. Inelástica ¿Aceptable?
5	0.000545	0.003270	0.007	Verdadero	Verdadero
4	0.000949	0.005694	0.007	Verdadero	Verdadero
3	0.001305	0.007830	0.007	Verdadero	Falso
2	0.001516	0.009096	0.007	Verdadero	Falso
1	0.001236	0.007416	0.007	Verdadero	Falso

##### 4.3.3.2.2. Análisis Dinámico en dirección Y

El caso cumple con el límite en derivas elásticas; sin embargo, en derivas inelásticas, no cumple con la distorsión máxima permitida en el primer, segundo, tercer y cuarto entrepiso.

*Tabla 107. Derivas en edificación regular con ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	Deriva	Deriva Inelástica	Distorsión permisible	D. Elástica ¿Aceptable?	D. Inelástica ¿Aceptable?
5	0.000747	0.004482	0.007	Verdadero	Verdadero
4	0.001291	0.007746	0.007	Verdadero	Falso
3	0.001774	0.010644	0.007	Verdadero	Falso
2	0.002091	0.012546	0.007	Verdadero	Falso
1	0.001811	0.010866	0.007	Verdadero	Falso



#### 4.3.4. Edificación con piso blando – Aplicación de ISE

Lo correcto en un análisis completo, es multiplicar las derivas elásticas por  $0.85 \times 4$ , tal como señala el **Subtítulo 4.3**; sin embargo, para esto se tendría que haber modificado el Factor R, lo cual sólo en este estudio, no se ha hecho por fines de comparación; por tanto, solo se muestra la revisión tal como se asumió inicialmente la estructura ( $R = 8$  y regular).

##### 4.3.4.1. Análisis Estático

###### 4.3.4.1.1. Análisis Estático en dirección X

El caso, no de forma definitiva, cumple con el límite en derivas elásticas; sin embargo, en derivas inelásticas, no cumple con lo permitido en el primer, segundo y tercer entrepiso.

*Tabla 108. Derivas en edificación irregular con ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	Deriva	Deriva Inelástica	Distorsión permisible	D. Elástica ¿Aceptable?	D. Inelástica ¿Aceptable?
5	0.000582	0.003492	0.007	Verdadero	Verdadero
4	0.000978	0.005868	0.007	Verdadero	Verdadero
3	0.001328	0.007968	0.007	Verdadero	Falso
2	0.001597	0.009582	0.007	Verdadero	Falso
1	0.001650	0.009900	0.007	Verdadero	Falso

###### 4.3.4.1.2. Análisis Estático en dirección Y

El caso, no de forma definitiva, cumple con el límite en derivas elásticas; sin embargo, en derivas inelásticas, no cumple con lo permitido del primer al cuarto entrepiso.

*Tabla 109. Derivas en edificación irregular con ISE., análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	Deriva	Deriva Inelástica	Distorsión permisible	D. Elástica ¿Aceptable?	D. Inelástica ¿Aceptable?
5	0.000885	0.005310	0.007	Verdadero	Verdadero
4	0.001517	0.091020	0.007	Verdadero	Falso
3	0.002059	0.012364	0.007	Verdadero	Falso
2	0.002522	0.015132	0.007	Verdadero	Falso
1	0.003553	0.021318	0.007	Verdadero	Falso

#### 4.3.4.2. Análisis Dinámico

##### 4.3.4.2.1. Análisis Dinámico en dirección X

El caso, no de forma definitiva, cumple con el límite en derivas elásticas; sin embargo, en derivas inelásticas, no cumple con la distorsión máxima permitida en el primer, segundo y tercer entrepiso.

*Tabla 110. Derivas en edificación irregular con ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	Deriva	Deriva Inelástica	Distorsión permisible	D. Elástica ¿Aceptable?	D. Inelástica ¿Aceptable?
5	0.000549	0.003294	0.007	Verdadero	Verdadero
4	0.000972	0.005832	0.007	Verdadero	Verdadero
3	0.001371	0.008226	0.007	Verdadero	Falso
2	0.001716	0.010296	0.007	Verdadero	Falso
1	0.001934	0.011604	0.007	Verdadero	Falso

##### 4.3.4.2.2. Análisis Dinámico en dirección Y

El caso, no de forma definitiva, cumple con el límite en derivas elásticas; sin embargo, en derivas inelásticas, no cumple con la distorsión máxima permitida en el primer, segundo y tercer entrepiso.

*Tabla 111. Derivas en edificación irregular con ISE., análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Entrepiso	Deriva	Deriva Inelástica	Distorsión permisible	D. Elástica ¿Aceptable?	D. Inelástica ¿Aceptable?
5	0.000575	0.003450	0.007	Verdadero	Verdadero
4	0.001023	0.006138	0.007	Verdadero	Verdadero
3	0.001439	0.008634	0.007	Verdadero	Falso
2	0.001830	0.010980	0.007	Verdadero	Falso
1	0.002667	0.016002	0.007	Verdadero	Falso

#### **4.4. Comparación de Fuerzas Internas en ambas edificaciones con y sin ISE**

El diseño de elementos estructurales se rige en base a fuerzas cortantes y momentos a los que están sometidos. Para el diseño final de un elemento se utiliza los valores máximos de fuerzas pertenecientes a la envolvente, la cual es una combinación que adjunta todas las combinaciones requeridas que la E.060 del RNE especifica. Para la presente tesis se realizó la envolvente según el artículo 9.2.3 de la E.060 (2009). No se obtienen las fuerzas internas finales para el diseño de edificaciones, ya que el objetivo es obtener el incremento previo que se tiene en los elementos según distintos casos. Para poder obtener los momentos finales, el proyectista deberá corregir la estructura de tal manera que cumpla las condiciones dadas sobre las irregularidades para que la estructura no sea vulnerable al sismo o resistencia, también debe existir un aumento de elementos estructurales para contrarrestar los desplazamientos laterales y/o distorsiones de entrepiso (los cuales como se revisó anteriormente no satisfacen las condiciones dadas). Por lo expuesto anteriormente, el proyectista debe plantear una estructura lo suficientemente adecuada, cambiando la configuración de la misma o aumentando la dimensión de los elementos estructurales de acuerdo al caso; por lo que ya no se podría realizar una comparación de elementos posteriormente según el enfoque de la tesis, ya que la estructura según sea el caso presentaría características particulares por mejora, por lo cual se realiza el análisis de esfuerzos internos bajo los diferentes tipos de análisis (estático y dinámico) iniciales.

Se realiza la comparación de elementos más representativos. Los esfuerzos internos dependen de las fuerzas internas que el elemento recibe, las cuales fueron obtenidas del ETABS. Las posteriores tablas y gráficas muestran los valores máximos de fuerza axial, cortante y momento, en ambas edificaciones, con y sin la Interacción Suelo-Estructura, a fin de notar su influencia (incremento o descenso), ya que las fuerzas se distribuirán de distinta forma. Como se mencionó antes, el esfuerzo que tiene cada elemento significa la fuerza interna que recibe sobre el área en la que es aplicada. Los esfuerzos contrarrestan fuerzas actuantes. El área

es considerada entonces como una constante, ya que la dimensión de los elementos estructurales no cambia en ninguna de las edificaciones, debido a eso es que el enfoque está dado en las fuerzas que recibe el elemento, ya que el esfuerzo en este caso de comparación es directamente proporcional. El porcentaje de diferencia en la comparación de fuerzas en elementos, viene a ser el mismo resultado que si se comparase esfuerzos, ya que únicamente se tendría que dividir los valores numéricos de las fuerzas por su área correspondiente, teniendo entonces el mismo porcentaje de diferencia. Por lo tanto, el enfoque está dado en los porcentajes obtenidos y se procede a comparar las fuerzas internas. Se tomará dos muestras de columnas para cada tipo de análisis, una central y una de borde, las cuales efectivamente son de los más altos valores; de igual modo, en vigas se analiza dos centrales y dos de borde.

En algunos casos, la fuerza dinámica no alcanzó el 80 % de la fuerza estática en la estructura regular o el 90 % en estructura irregular, por lo que se escaló fuerzas (registrado en **Anexo G**); si bien es cierto, sólo se han utilizado factores iniciales, se decidió realizar este punto por ser una condición dada entre análisis. Por otro lado, no debe confundirse la fuerza axial por la carga muerta y viva con la fuerza axial que se produce al aplicar el sismo.

#### ***4.4.1. Casos más representativos de fuerzas internas en columnas***

Se estudiará las fuerzas internas de las columnas que obtuvieron una variación más significativa al aplicarse la Interacción Suelo-Estructura, analizando la parte del primer nivel por tener fuerzas mayores; se tomó una muestra por cada tipo de columna (de esquina, central exterior y central), lo cual sería útil en un posible diseño, esto según el tipo de análisis que generó mayor diferencia. Las columnas y su análisis más resaltante en éstas, son los siguientes:

- Columna 5: Análisis Estático y Análisis Dinámico en dirección X.
- Columna 10: Análisis Estático y Análisis Dinámico en dirección Y.
- Columna 24: Análisis Estático y Análisis Dinámico en dirección Y.

#### 4.4.1.1. Columna 5

##### 4.4.1.1.1. Edificación Regular. Análisis Estático. Dirección X

Tabla 112. Fuerzas internas de Columna 5 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Columna	Sin Interacción Suelo-Estructura			Con Interacción Suelo-Estructura		
	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
5	9.9078	4.6798	9.2172	10.4224	4.7595	8.9118

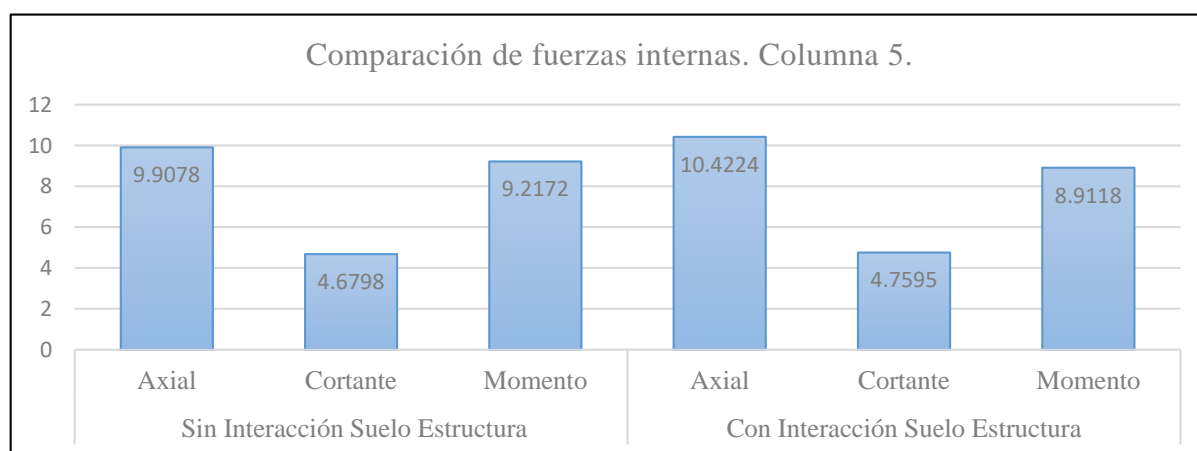


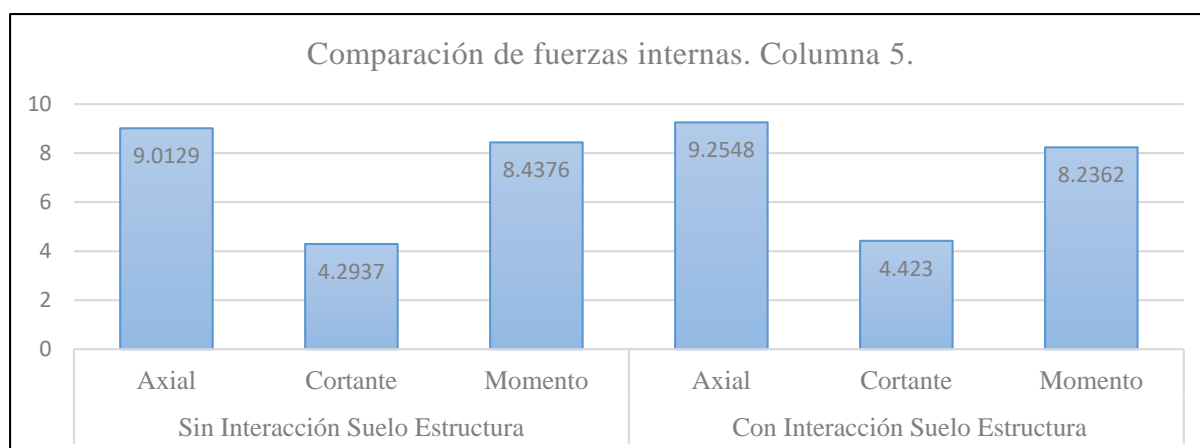
Figura 100. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 5 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Se puede notar que al añadir la Interacción Suelo-Estructura al caso: 1). La fuerza axial aumenta 0.5146 tn, lo cual representa un incremento de 5.1939 %. 2). La fuerza cortante aumenta 0.0797 tn, lo cual representa un incremento de 1.7031 %. 3). El momento disminuye 0.3054 tn.m, lo que representa un descenso de 3.3134 %.

##### 4.4.1.1.2. Edificación Regular. Análisis Dinámico. Dirección X

Tabla 113. Fuerzas internas de Columna 5 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Columna	Sin Interacción Suelo-Estructura			Con Interacción Suelo-Estructura		
	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
5	9.0129	4.2937	8.4376	9.2548	4.4230	8.2362



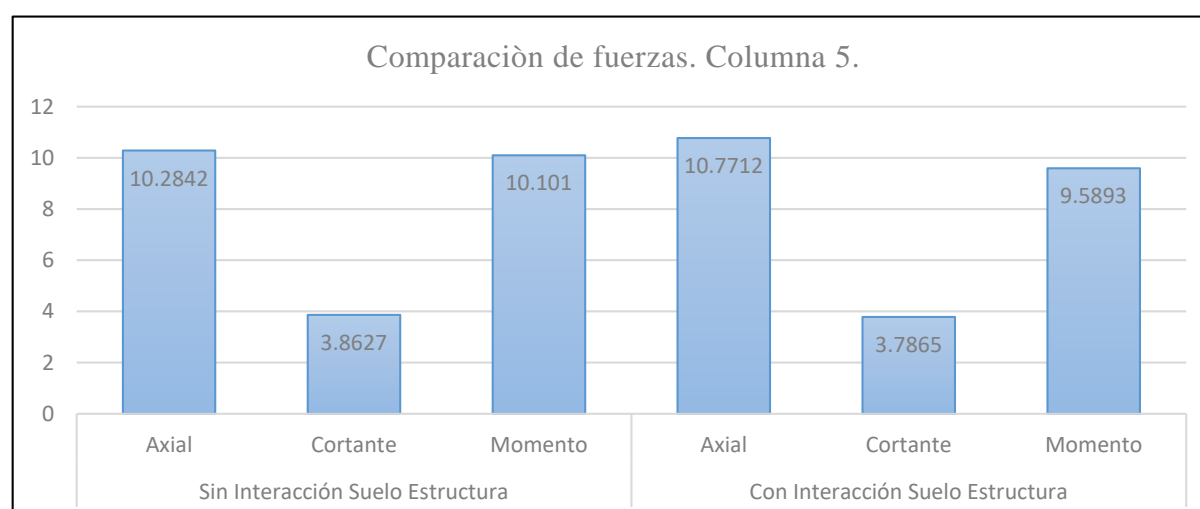
**Figura 101.** Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 5 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Se puede notar que al añadir la Interacción Suelo-Estructura al caso: 1). La fuerza axial se incrementa 0.2419 tn, lo cual representa un incremento de 2.6840 %. 2). La fuerza cortante se incrementa 0.1293 tn, lo cual representa un incremento de 3.0114 %. 3). El momento disminuye 0.2014 tn.m, lo que representa un descenso de 2.3869 %.

#### 4.4.1.1.3. Edificación Irregular. Análisis Estático. Dirección X

**Tabla 114.** Fuerzas internas de Columna 5 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Columna	Sin Interacción Suelo-Estructura			Con Interacción Suelo-Estructura		
	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
5	10.2842	3.8627	10.1010	10.7712	3.7865	9.5893



**Figura 102.** Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 5 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Se puede notar que al añadir la Interacción Suelo-Estructura al caso: 1). La fuerza axial se incrementa 0.4870 tn, lo cual representa un incremento de 4.7354 %. 2). La fuerza cortante disminuye muy ligeramente 0.0762 tn, lo cual representa un descenso de 1.9727 %. 3). El momento disminuye 0.5117 tn.m, lo que representa un descenso de 5.0658 %.

#### 4.4.1.1.4. Edificación Irregular. Análisis Dinámico. Dirección X

Tabla 115. Fuerzas internas de Columna 5 de edificación irregular, con y sin ISE., análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Columna	Sin Interacción Suelo-Estructura			Con Interacción Suelo-Estructura		
	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
5	10.4853	4.2172	10.9288	10.6717	4.1733	10.443

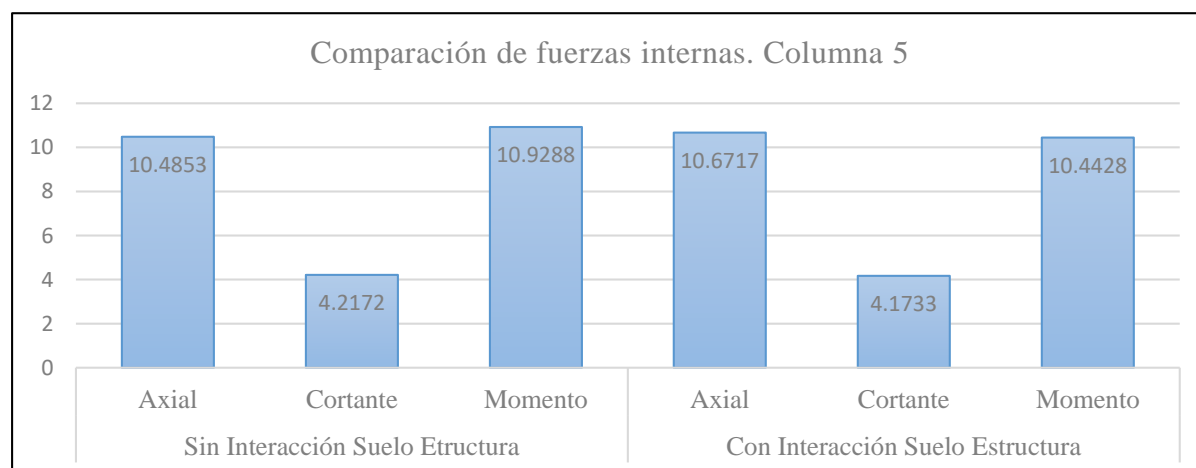


Figura 103. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 5 de edificación irregular, con y sin ISE., análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Se puede notar que al añadir la Interacción Suelo-Estructura al caso: 1). La fuerza axial se incrementa en 0.1864 tn, lo cual representa un incremento de 1.7777 %. 2). La fuerza cortante disminuye 0.0439 tn, lo cual representa un descenso de 1.0410 %. 3). El momento disminuye 0.4858 tn.m, lo que representa un descenso de 4.4470 %.

#### 4.4.1.2. Columna 10

##### 4.4.1.2.. Edificación Regular. Análisis Estático. Dirección Y

Tabla 116. Fuerzas internas de Columna 10 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Columna	Sin Interacción Suelo-Estructura			Con Interacción Suelo-Estructura		
	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
10	32.4653	12.0371	11.0538	26.0336	10.0122	9.6280

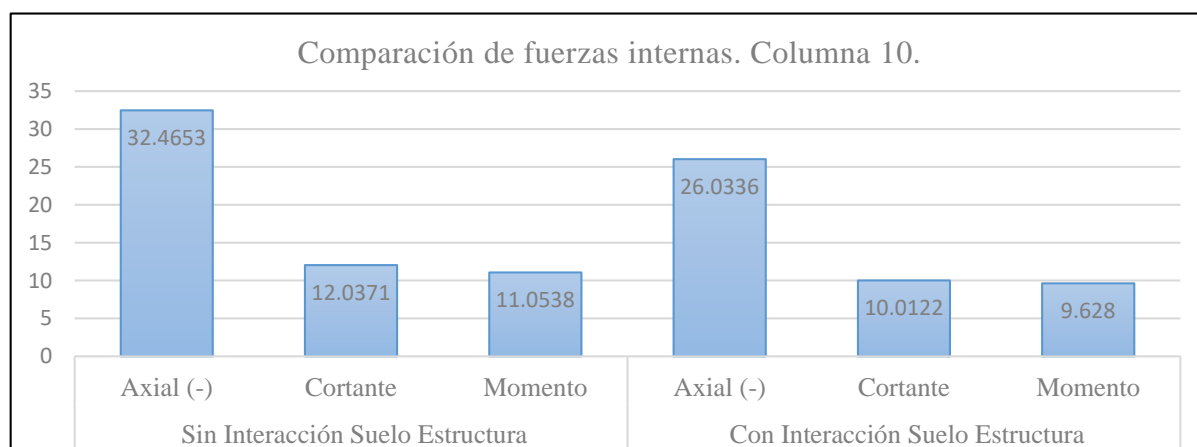


Figura 104. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 10 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

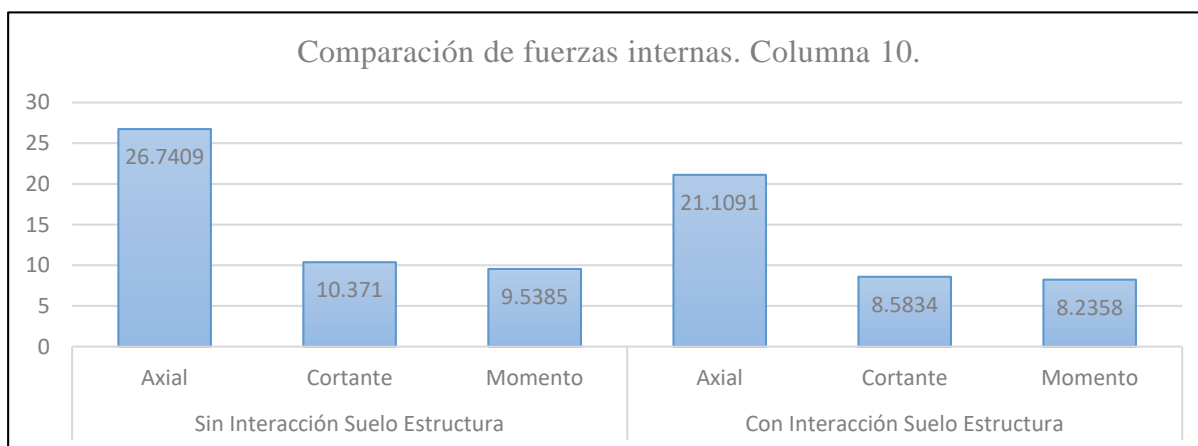
Se puede notar que al añadir la Interacción Suelo-Estructura al caso: 1). La fuerza axial disminuye 6.4317 tn, lo cual representa un descenso de 19.8110 %. 2). La fuerza cortante disminuye 2.0249 tn, lo cual representa un descenso de 16.8222 %. 3). El momento disminuye 1.4258 tn.m, lo que representa un descenso de 12.8987 %.

##### 4.4.1.2.2. Edificación Regular. Análisis Dinámico. Dirección Y

Tabla 117. Fuerzas internas de Columna 10 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Columna	Sin Interacción Suelo-Estructura			Con Interacción Suelo-Estructura		
	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
10	26.7409	10.3710	9.5385	21.1091	8.5834	8.2358





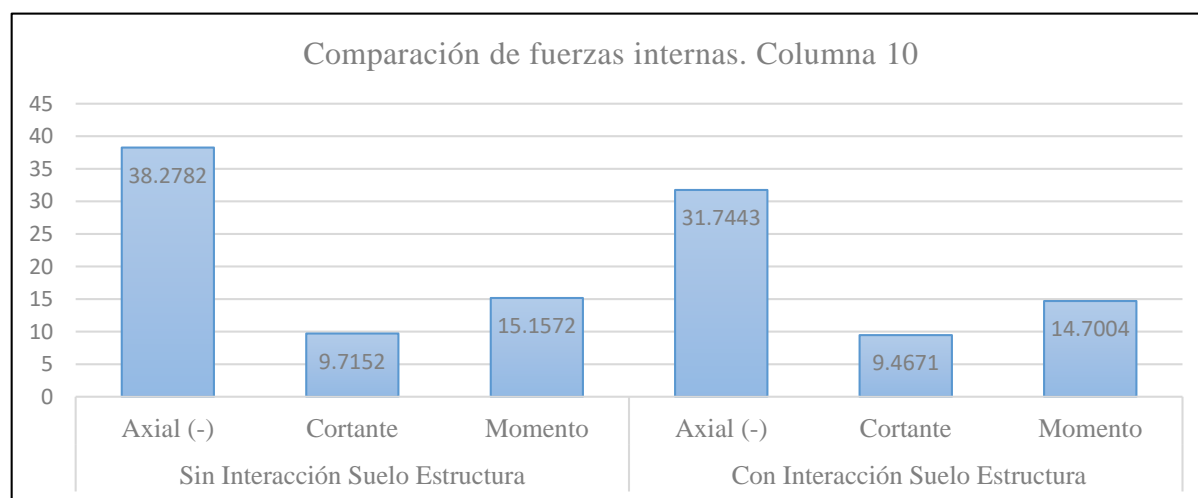
**Figura 105.** Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 10 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Se puede notar que al añadir la Interacción Suelo-Estructura al caso: 1). La fuerza axial disminuye 5.6318 tn, lo cual representa un descenso de 21.0606 %. 2). La fuerza cortante disminuye 1.7876 tn, lo cual representa un descenso de 17.2365 %. 3). El momento disminuye 1.3027 tn.m, lo que representa un descenso de 13.6573 %.

#### 4.4.1.2.3. Edificación Irregular. Análisis Estático. Dirección Y

**Tabla 118.** Fuerzas internas de Columna 10 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Columna	Sin Interacción Suelo-Estructura			Con Interacción Suelo-Estructura		
	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
10	38.2782	9.7152	15.1572	31.7443	9.4671	14.7004



**Figura 106.** Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 10 de edificación irregular, con y sin ISE., análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Se puede notar que al añadir la Interacción Suelo-Estructura al caso: 1). La fuerza axial disminuye 6.5339 tn, lo cual representa un descenso de 17.0695 %. 2). La fuerza cortante disminuye 0.2481 tn, lo cual representa un descenso de 2.5537 %. 3). El momento disminuye 0.4568 tn.m, lo que representa un descenso de 3.0137 %.

#### 4.4.1.2.4. Edificación Irregular. Análisis Dinámico. Dirección Y

Tabla 119. Fuerzas internas de Columna 10 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Columna	Sin Interacción Suelo-Estructura			Con Interacción Suelo-Estructura		
	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
10	33.6826	9.0432	14.0969	28.2380	8.8882	13.7610

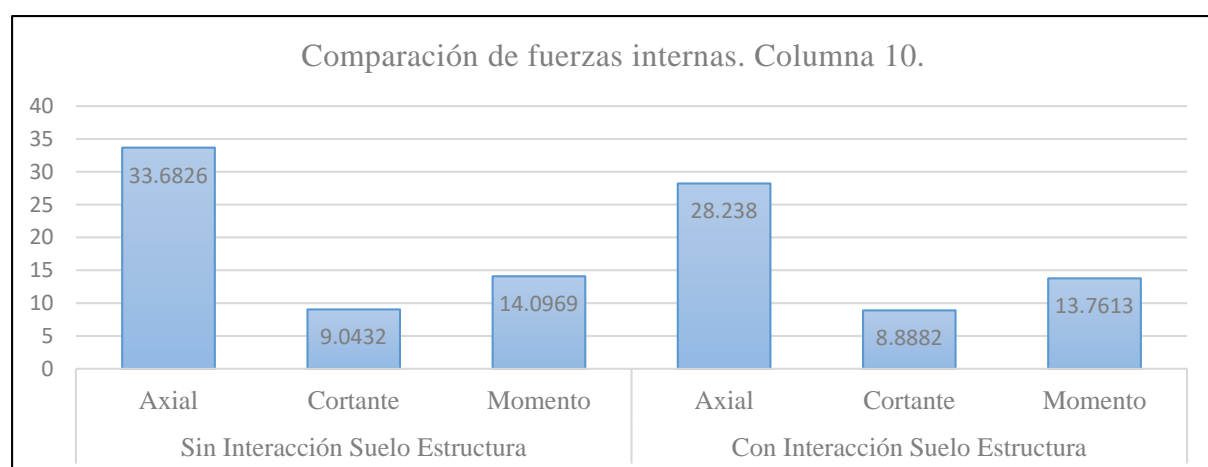


Figura 107. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 10 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Se puede notar que al añadir la Interacción Suelo-Estructura al caso: 1). La fuerza axial disminuye 5.4446 tn, lo cual representa un descenso de 16.1644 %. 2). La fuerza cortante disminuye 0.1550 tn, lo cual representa un descenso de 1.7140 %. 3). El momento disminuye 0.3359 tn.m, lo que representa un descenso de 2.3828 %.

#### 4.4.1.3. Columna 24

##### 4.4.1.3.1. Edificación Regular. Análisis Estático. Dirección Y

Tabla 120. Fuerzas internas de Columna 24 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Columna	Sin Interacción Suelo-Estructura			Con Interacción Suelo-Estructura		
	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
24	16.9778	4.3674	7.2703	15.9933	3.8883	6.2264

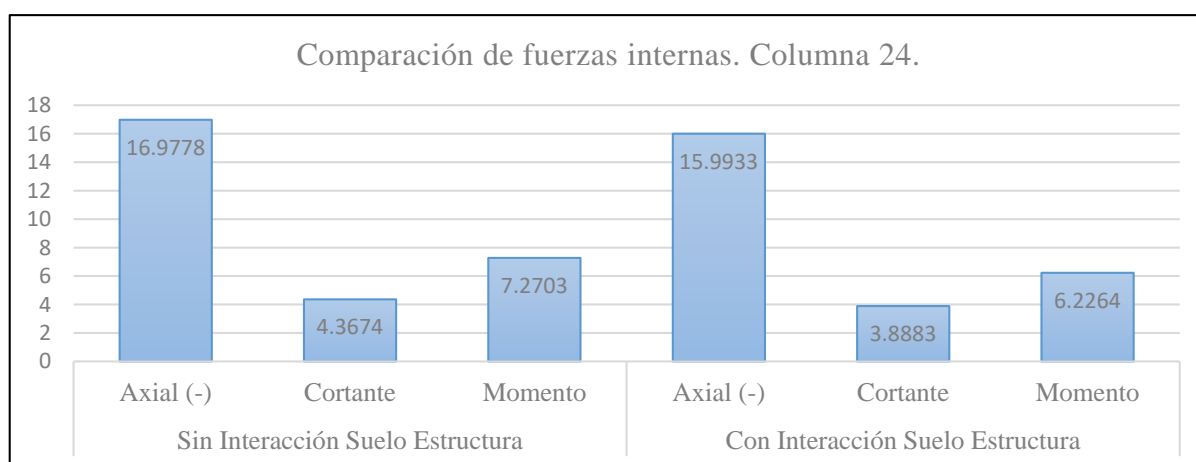


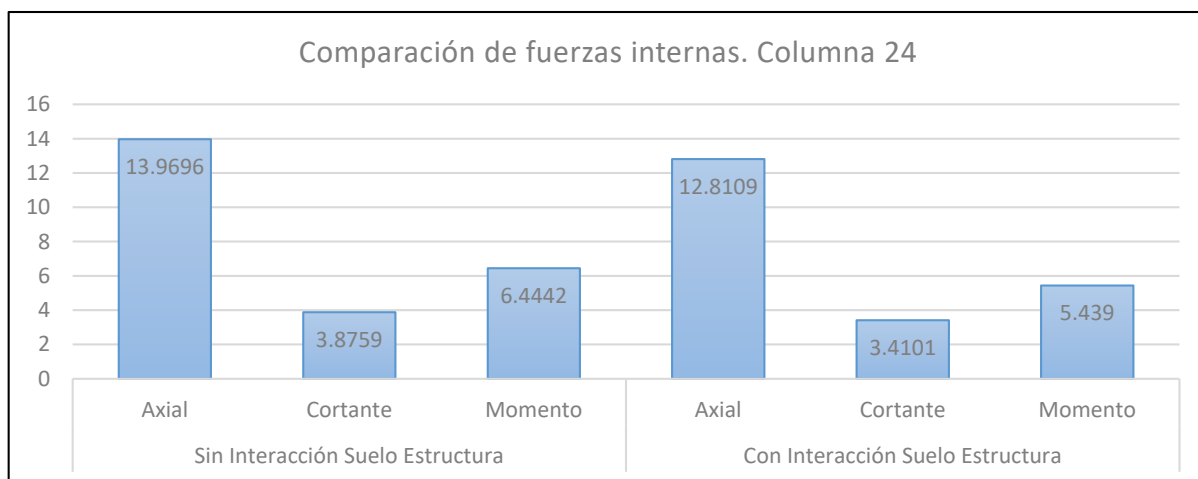
Figura 108. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 24 de edificación regular, con y sin I.S.E, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Se puede notar que al añadir la Interacción Suelo-Estructura al caso: 1). La fuerza axial disminuye 0.9845 tn, lo cual representa un descenso de 5.7987 %. 2). La fuerza cortante disminuye 0.4791 tn, lo cual representa un descenso de 10.9699 %. 3). En cuanto al momento disminuye 1.0439 tn.m, lo que representa un descenso de 14.3584 %.

##### 4.4.1.3.2. Edificación Regular. Análisis Dinámico. Dirección Y

Tabla 121. Fuerzas internas de Columna 24 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Columna	Sin Interacción Suelo-Estructura			Con Interacción Suelo-Estructura		
	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn)	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn)
24	13.9696	3.8759	6.4442	12.8109	3.4101	5.4390



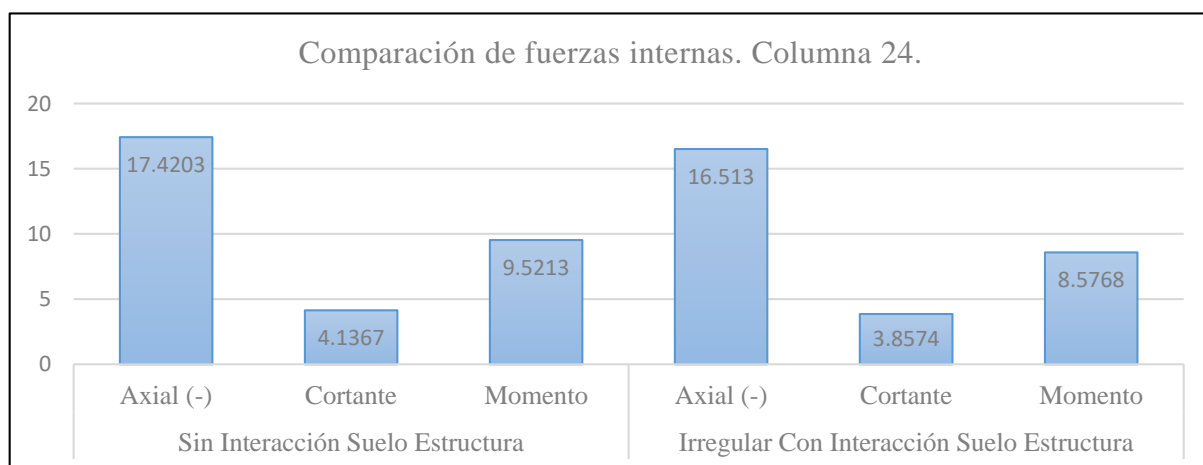
**Figura 109.** Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 24 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Se puede notar que al añadir la Interacción Suelo-Estructura al caso: 1). La fuerza axial se incrementa en 1.1587 tn, lo cual representa un incremento de 8.2944 %. 2). La fuerza cortante disminuye 0.4658 tn, lo cual representa un descenso de 12.0179 %. 3). El momento disminuye 1.0439 tn.m, lo que representa un descenso de 15.5985 %.

#### 4.4.1.3.3. Edificación Irregular. Análisis Estático. Dirección Y

**Tabla 122.** Fuerzas de Columna 24 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Columna	Sin Interacción Suelo-Estructura			Irregular Con Interacción Suelo-Estructura		
	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
24	17.4203	4.1367	9.5213	16.5130	3.8574	8.5768



**Figura 110.** Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 24 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Se puede notar que al añadir la Interacción Suelo-Estructura al caso: 1). La fuerza axial disminuye 0.9073 tn, lo cual representa un descenso de 5.2083 %. 2). La fuerza cortante disminuye 0.2793 tn, lo cual representa un descenso de 6.7518 %. 3). El momento disminuye 0.9445 tn.m, lo que representa un descenso de 9.9199 %.

#### 4.4.1.3.4. Edificación Irregular. Análisis Dinámico. Dirección Y

Tabla 123. Fuerzas internas de Columna 24 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Columna	Sin Interacción Suelo-Estructura			Con Interacción Suelo-Estructura		
	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Axial (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
24	14.5330	3.8426	8.8216	13.6326	3.5790	7.9272

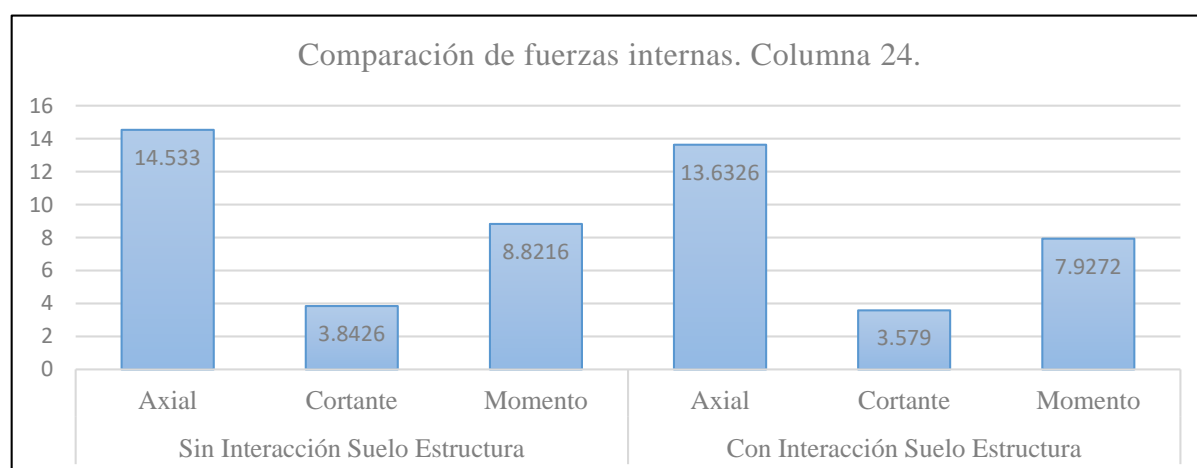


Figura 111. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Columna 24 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en Y. Fuente: Elaboración propia.

Se puede notar que al añadir la Interacción Suelo-Estructura al caso: 1). La fuerza axial disminuye 0.9004 tn, lo cual representa un descenso de 6.1956 %. 2). La fuerza cortante disminuye 0.2636 tn, lo cual representa un descenso de 6.8599 %. 3). El momento disminuye 0.8944 tn.m, lo que representa un descenso de 10.1388 %.

#### 4.4.2. Casos más representativos de fuerzas internas en vigas

Se realizó la comparación de vigas que obtuvieron mayores valores según los distintos análisis y direcciones; éstas vigas corresponden al primer entrepiso. Se analizó una viga central

y una viga en el eje de borde, tanto en dirección X como en dirección Y, las cuales podrían resultar útiles ante un posible diseño, ya que son representativas según su eje. Sólo se analiza cortantes y momentos. Las vigas y análisis con más resalte, son las siguientes:

- Viga B-C, Eje 4: Análisis Estático y Dinámico en dirección X.
- Viga C-D, Eje 6: Análisis Estático y Dinámico en dirección X.
- Viga 5-6, Eje D: Análisis Estático y Dinámico en dirección Y.
- Viga 2-3, Eje B: Análisis Estático y Dinámico en dirección Y.

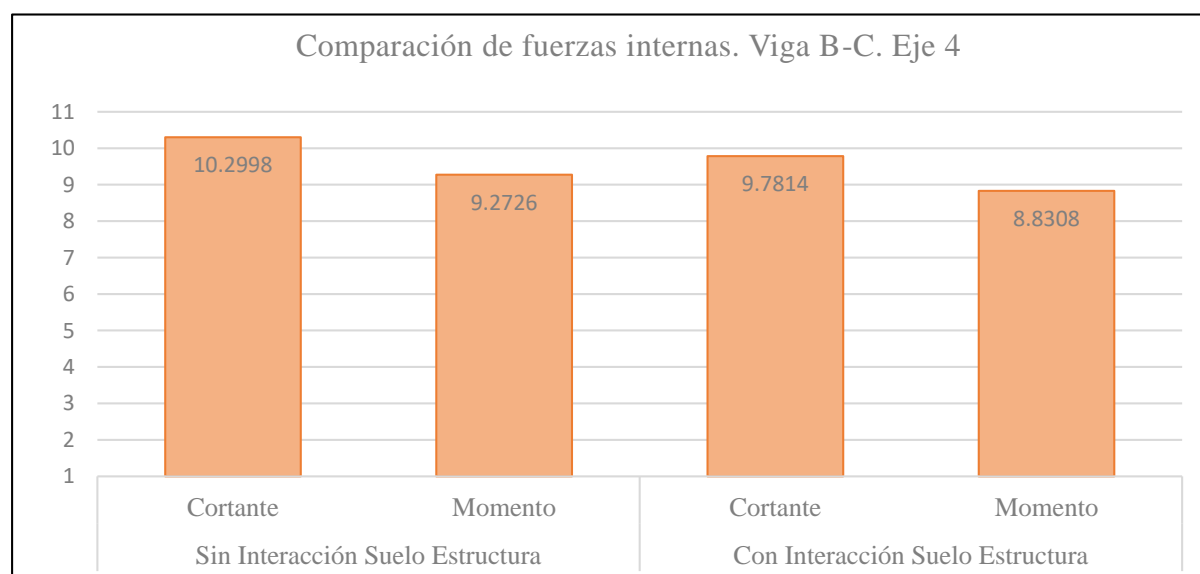
#### 4.4.2.1. Viga B-C, Eje 4

##### 4.4.2.1.1. Edificación Regular. Análisis Estático. Dirección X

La **Tabla 124** muestra los valores de la fuerza cortante y el momento de la Viga B-C, Eje 4 de la Edificación Regular con y sin la Interacción Suelo-Estructura.

*Tabla 124. Fuerzas internas de Viga B-C, Eje 4 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Viga B-C, E4	Sin Interacción Suelo-Estructura		Con Interacción Suelo-Estructura	
Análisis	Cortante(tn)	Momento (tn.m)	Cortante(tn)	Momento (tn.m)
Estático X-X	10.2998	9.2726	9.7814	8.8308



*Figura 112. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga B-C, Eje 4 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático, en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

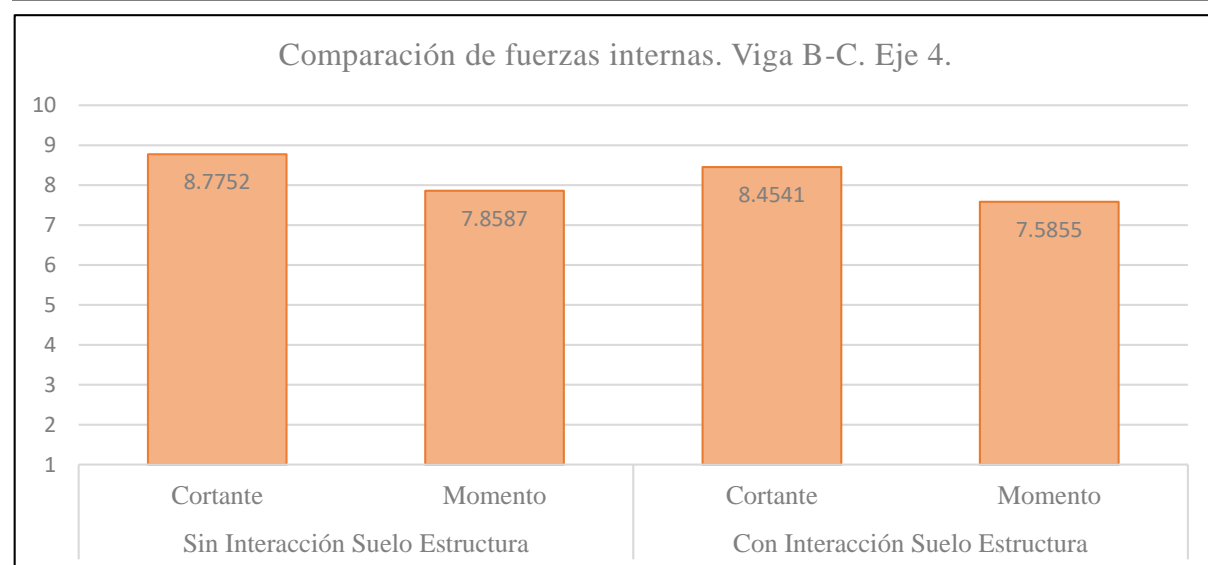
Al aplicar la ISE, se puede notar que: 1). La fuerza cortante disminuye 0.5184 tn, lo que representa un descenso de 5.0331 %. 2). El momento disminuye 0.4418 tn.m, lo que representa un descenso de 4.7646 %. Se concluye que la disminución de la fuerza cortante y el momento para la viga en la Edificación Regular en el Análisis Estático en dirección X, con respecto a la Interacción Suelo-Estructura (suelo semi rígido), es regularmente relevante.

#### 4.4.2.1.2. Edificación Regular. Análisis Dinámico. Dirección X

La **Tabla 125** muestra los valores de la fuerza cortante y el momento de la Viga B-C, Eje 4 de la Edificación Regular con y sin la Interacción Suelo-Estructura.

*Tabla 125. Fuerzas internas de Viga B-C, Eje 4 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Viga B-C, E4 Análisis Dinámico X-X	Sin Interacción Suelo-Estructura		Con Interacción Suelo-Estructura	
	Cortante (tn)	Momento (tn)	Cortante (tn)	Momento (tn)
	8.7752	7.8587	8.4541	7.5855



*Figura 113. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga B-C, Eje 4 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

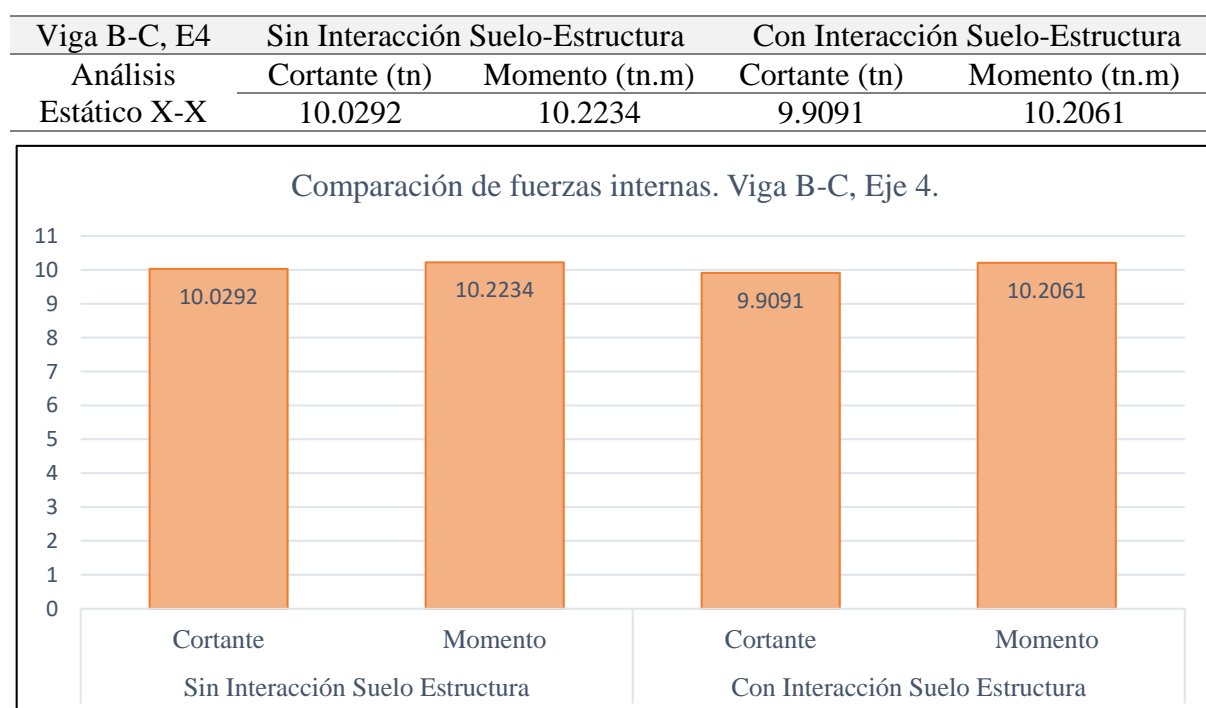
Al aplicar la ISE, se puede notar que: 1). La fuerza cortante disminuye 0.3211 tn, lo que representa un descenso de 3.6592 %. 2). El momento disminuye 0.2732 tn.m, lo que representa un descenso de 3.4764 %. Se concluye que la disminución de la fuerza cortante y el momento

para la viga en la Edificación Regular en el Análisis Dinámico en dirección X, con respecto a la Interacción Suelo-Estructura (suelo semi rígido), es ligeramente relevante.

#### 4.4.2.1.3. Edificación Irregular. Análisis Estático. Dirección X

La **Tabla 126** muestra los valores de la fuerza cortante y el momento de la Viga B-C, Eje 4 de la Edificación Irregular con y sin la Interacción Suelo-Estructura.

*Tabla 126. Fuerzas internas en Viga B-C, Eje 4 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*



*Figura 114. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga B-C, Eje 4 de edificación irregular con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Al aplicar la ISE, se puede notar que: 1). La fuerza cortante disminuye 0.1201 tn, lo que representa un descenso de 1.1975 %. 2). El momento disminuye 0.0173 tn.m, lo que representa un descenso de 0.1692 %. Se concluye que la disminución de la fuerza cortante y el momento para la viga en la Edificación Irregular en el Análisis Estático en dirección X, con respecto a la Interacción Suelo-Estructura (suelo semi rígido), es muy poco relevante.

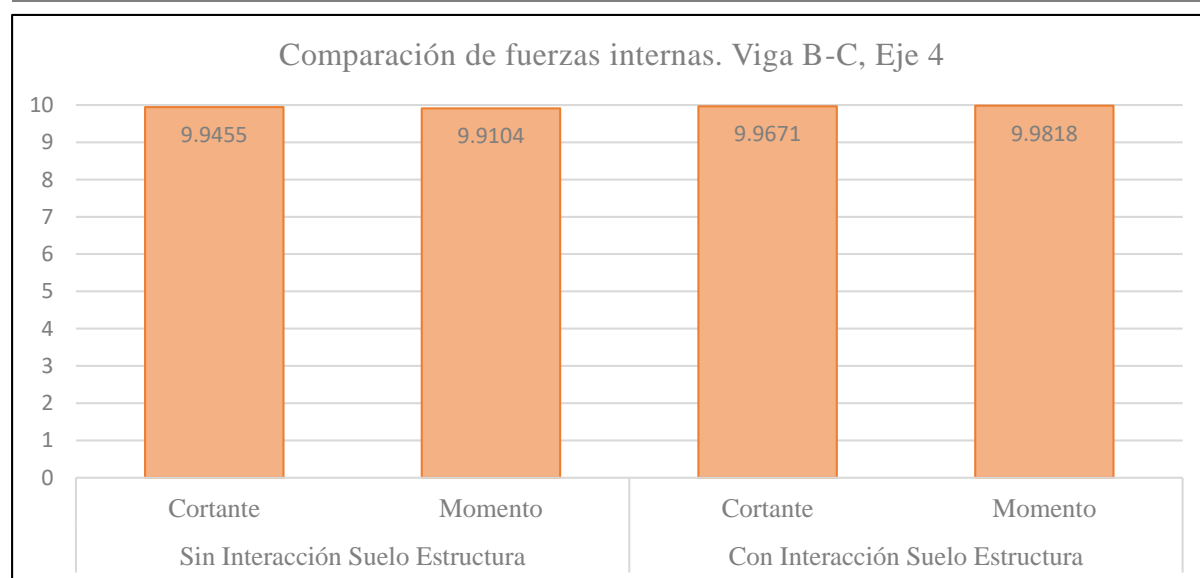


#### 4.4.2.1.4. Edificación Irregular. Análisis Dinámico. Dirección X

La **Tabla 127** muestra los valores de la fuerza cortante y el momento de la Viga B-C, Eje 4 de la Edificación Irregular con y sin la Interacción Suelo-Estructura.

*Tabla 127. Fuerzas internas en Viga B-C, Eje 4 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Viga B-C, E4	Sin Interacción Suelo-Estructura		Con Interacción Suelo-Estructura	
Análisis	Cortante (tn)	Momento(tn.m)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
Dinámico X-X	9.9455	9.9104	9.9671	9.9818



*Figura 115. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga B-C, Eje 4 de edificación irregular, con y sin ISE., análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Al aplicar la ISE, se puede notar que: 1). La fuerza cortante se incrementa en 0.0216 Tn, lo que representa un incremento de 0.2172 %. 2). El momento se incrementa en 0.0714 tn.m, lo que representa un incremento de 0.7205 %. Se concluye que el incremento de la fuerza cortante y el momento para la viga en la Edificación Irregular en el Análisis Dinámico en dirección X, con respecto a la Interacción Suelo-Estructura (suelo semi rígido), es muy poco relevante.

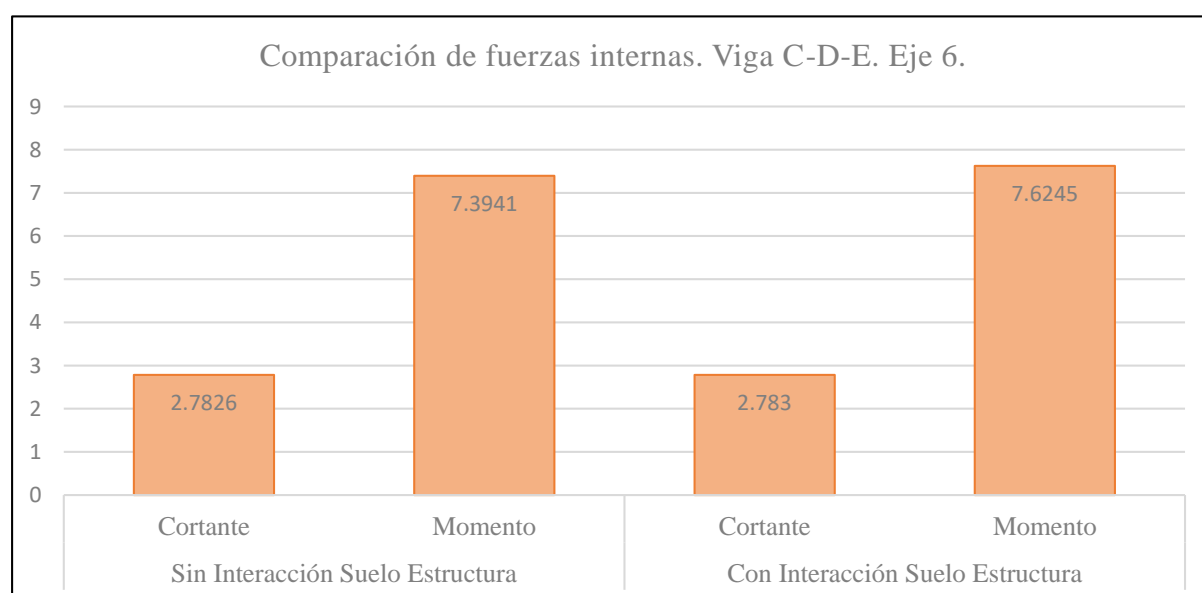
#### 4.4.2.2. Viga C-D, Eje 6

##### 4.4.2.2.1. Edificación Regular. Análisis Estático. Dirección X

La **Tabla 128** muestra los valores de la fuerza cortante y el momento de la Viga C-D, Eje 6 de la Edificación Regular con y sin la Interacción Suelo-Estructura.

*Tabla 128. Fuerzas internas en Viga C-D, Eje 6 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Viga C-D,E6	Sin Interacción Suelo-Estructura		Con Interacción Suelo-Estructura	
Análisis	Cortante(tn)	Momento (tn.m)	Cortante(tn)	Momento(tn.m)
Estático X-X	2.7826	7.3941	2.7830	7.6245



*Figura 116. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga C-D, Eje 6 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

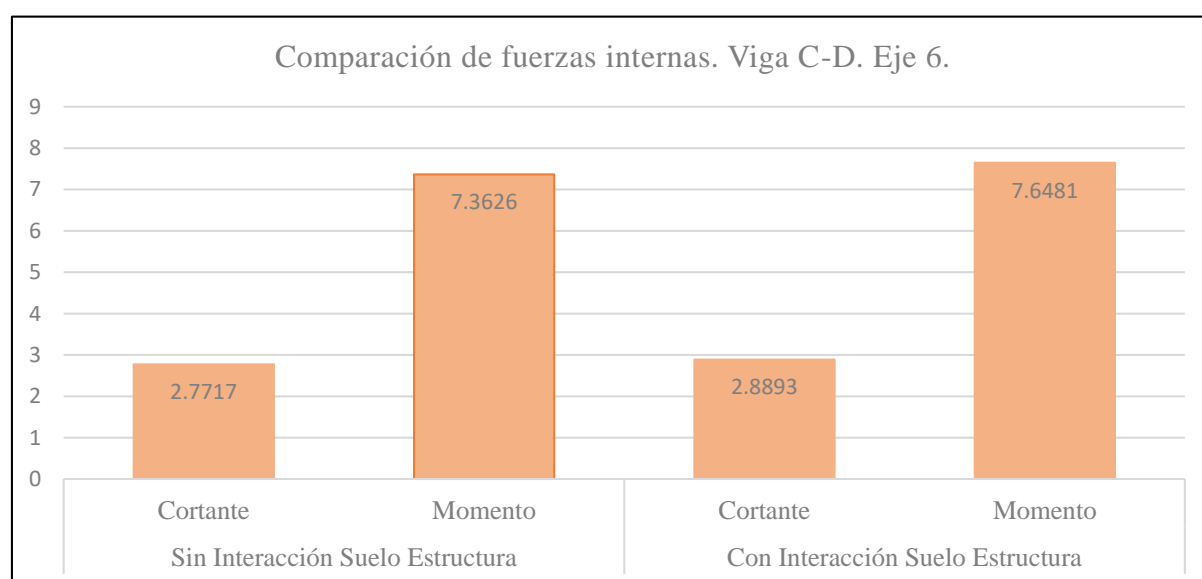
Al aplicar la ISE, se puede notar que: 1) La fuerza cortante se incrementa en 0.0004 tn, lo que representa un incremento de 0.01438 %. 2). El momento se incrementa en 0.2304 tn.m, lo que representa un incremento de 3.1160 %. Se concluye que el incremento de la fuerza cortante para la viga en la Edificación Regular en el Análisis Estático en dirección X, con respecto a la Interacción Suelo-Estructura (suelo semi rígido), no es relevante; sin embargo, para la misma comparación respecto al momento, existe una ligera relevancia de incremento.

#### 4.4.2.2.2. Edificación Regular. Análisis Dinámico. Dirección X

La **Tabla 129** muestra los valores de la fuerza cortante y el momento de la Viga C-D, Eje 6 de la Edificación Regular con y sin la Interacción Suelo-Estructura.

*Tabla 129. Fuerzas internas en Viga C-D, Eje 6 de edificación regular, con y sin ISE., análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Viga C-D,E6	Sin Interacción Suelo-Estructura		Con Interacción Suelo-Estructura	
Análisis	Cortante (tn)	Momento(tn.m)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
Dinámico X-X	2.7717	7.3626	2.8893	7.6481



*Figura 117. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga C-D, Eje 6 de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

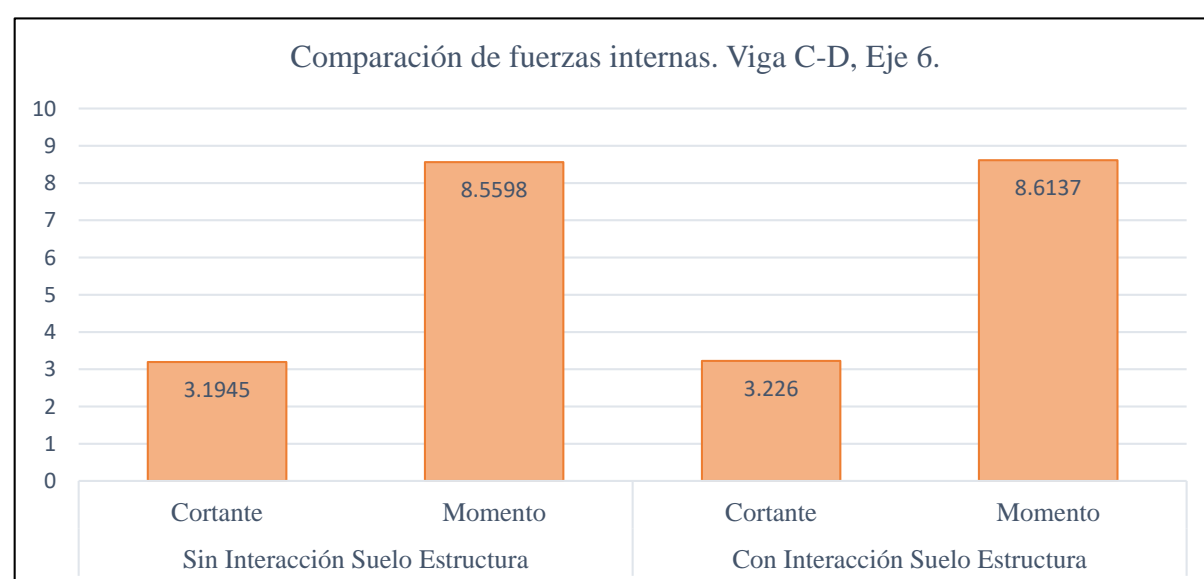
Al aplicar la ISE, se puede notar que: 1). La fuerza cortante se incrementa en 0.1176 tn, lo que representa un incremento de 4.2429 %. 2). El momento se incrementa en 0.3215 tn.m, lo que representa un descenso de 3.8777 %. Se concluye que el incremento de la fuerza cortante y el momento para la viga en la Edificación Regular en el Análisis Dinámico en dirección X, con respecto a la Interacción Suelo-Estructura (suelo semi rígido), es ligeramente relevante.

#### 4.4.2.2.3. Edificación Irregular Análisis Estático. Dirección X

La **Tabla 130** muestra los valores de la fuerza cortante y el momento de la Viga C-D, Eje 6 de la Edificación Irregular con y sin la Interacción Suelo-Estructura.

*Tabla 130. Fuerzas internas en Viga C-D, Eje 6 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Viga C-D,E6	Sin Interacción Suelo-Estructura		Con Interacción Suelo-Estructura	
Análisis	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
Estático X-X	3.1945	8.5598	3.2260	8.6137



*Figura 118. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga C-D, Eje 6 de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

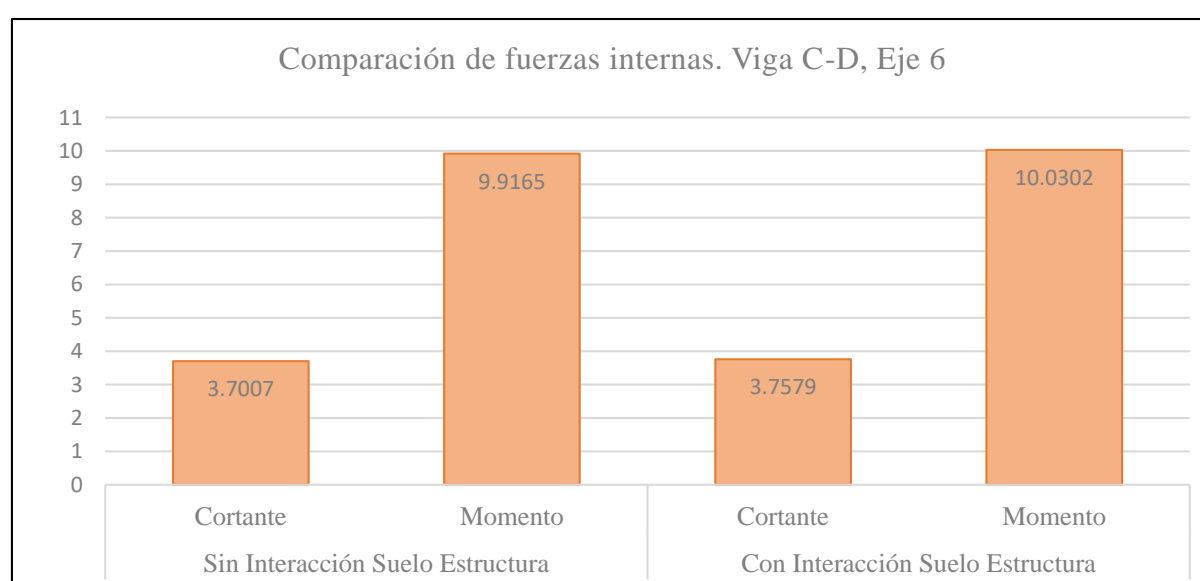
Al aplicar la ISE, se puede notar que: 1). La fuerza cortante se incrementa en 0.0315 tn, lo que representa un incremento de 0.9861 %. 2). El momento se incrementa en 0.0539 tn.m, lo que representa un incremento de 0.6297 %. Se concluye que el incremento de la fuerza cortante y el momento para la viga en la Edificación Irregular en el Análisis Estático en dirección Y, con respecto a la Interacción Suelo-Estructura (suelo semi rígido), es muy poco relevante.

#### 4.4.2.2.4. Edificación Irregular. Análisis Dinámico. Dirección X

La **Tabla 131** muestra los valores de la fuerza cortante y el momento de la Viga C-D, Eje 6 de la Edificación Irregular con y sin la Interacción Suelo-Estructura.

*Tabla 131. Fuerzas internas en Viga C-D, Eje 6 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección X. Fuente: Elaboración propia.*

Viga C-D,E6	Sin Interacción Suelo-Estructura		Con Interacción Suelo-Estructura	
Análisis	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Cortante (tn)	Momento(tn.m)
Dinámico X-X	3.7007	9.9165	3.7579	10.0302



*Figura 119. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga C-D, Eje 6 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Al aplicar la ISE, se puede notar que: 1). La fuerza cortante se incrementa en 0.0572 tn, lo que representa un incremento de 1.5457 %. 2). El momento se incrementa en 0.1137 tn.m, lo que representa un incremento de 1.1466 %. Se concluye que el incremento de la fuerza cortante y el momento para la viga en la Edificación Irregular en el Análisis Dinámico en dirección X, con respecto a la Interacción Suelo-Estructura (suelo semi rígido), es muy poco relevante.

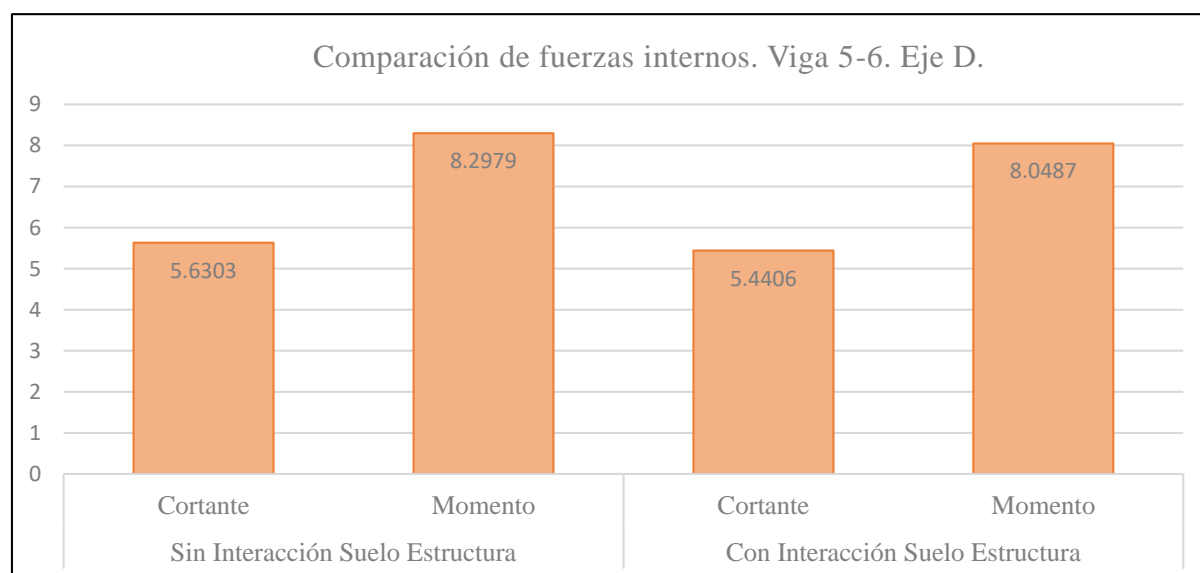
### 4.4.2.3. Viga 5-6. Eje D

#### 4.4.2.3.1. Edificación Regular. Análisis Estático. Dirección Y

La **Tabla 132** muestra los valores de la fuerza cortante y el momento de la Viga 5-6, Eje D de la Edificación Regular con y sin la Interacción Suelo-Estructura.

*Tabla 132. Fuerzas internas en Viga 5-6, Eje D de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Viga 5-6,ED Estático Y-Y	Sin Interacción Suelo-Estructura		Con Interacción Suelo-Estructura	
	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
	5.6303	8.2979	5.4406	8.0487



*Figura 120. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga 5-6, Eje D de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

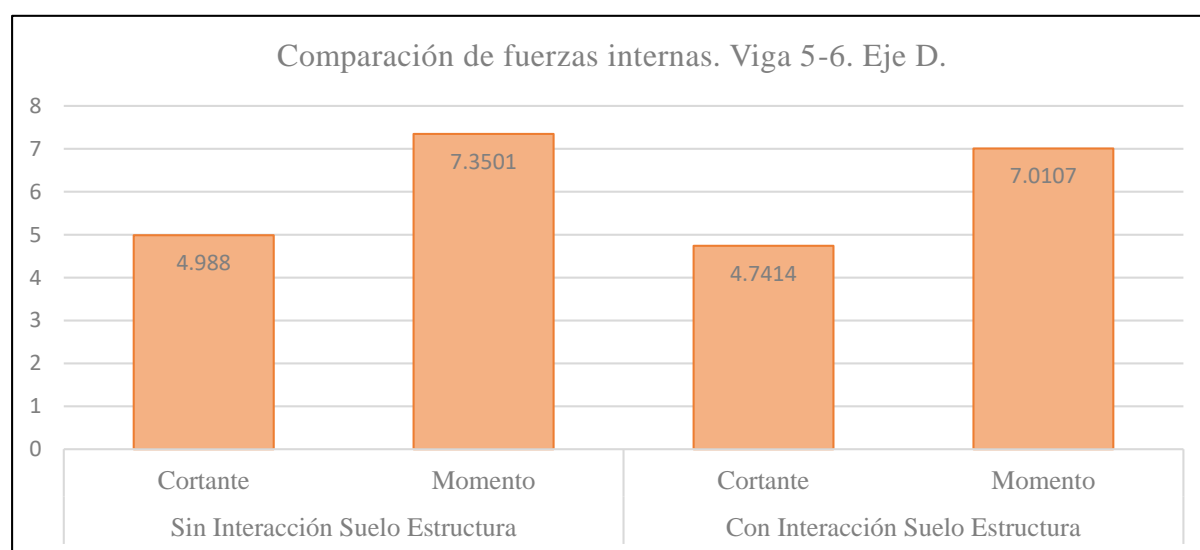
Al aplicar la ISE, se puede notar que: 1). La fuerza cortante disminuye 0.1897 tn, lo que representa un descenso de 3.3693 %. 2). El momento disminuye 0.2492 tn.m., lo que representa un descenso de 3.0032 %. Se concluye que la disminución la fuerza cortante y el momento para la viga en la Edificación Regular en el Análisis Estático en dirección Y, con respecto a la Interacción Suelo-Estructura (suelo semi rígido), es ligeramente relevante.

#### 4.4.2.3.2. Edificación Regular. Análisis Dinámico. Dirección Y

La **Tabla 133** muestra los valores de la fuerza cortante y el momento de la Viga 5-6, Eje D de la Edificación Regular con y sin la Interacción Suelo-Estructura.

*Tabla 133. Fuerzas internas en Viga 5-6, Eje D de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Viga 5-6,ED	Sin Interacción Suelo-Estructura		Con Interacción Suelo-Estructura	
Análisis	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
Dinámico Y-Y	4.9880	7.3501	4.7414	7.0107



*Figura 121. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga 5-6, Eje D de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Al aplicar la ISE, se puede notar que: 1). La fuerza cortante disminuye 0.2466 tn, lo que representa un descenso de 4.9439 %. 2). El momento disminuye 0.3394 tn.m, lo que representa un descenso de 4.6176 %. Se concluye que la disminución de la fuerza cortante y el momento para la viga en la Edificación Regular en el Análisis Dinámico en dirección Y, con respecto a la Interacción Suelo-Estructura (suelo semi rígido), es ligeramente relevante.

#### 4.4.2.3.3. Edificación Irregular. Análisis Estático. Dirección Y

La **Tabla 134** muestra los valores de la fuerza cortante y el momento de la Viga 5-6, Eje D de la Edificación Irregular con y sin la Interacción Suelo-Estructura.

Tabla 134. Fuerzas internas en Viga 5-6, Eje D de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Viga 5-6,ED	Sin Interacción Suelo-Estructura		Con Interacción Suelo-Estructura	
Análisis	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Cortante(tn)	Momento (tn.m)
Estático Y-Y	6.7485	10.0695	6.5971	9.8706

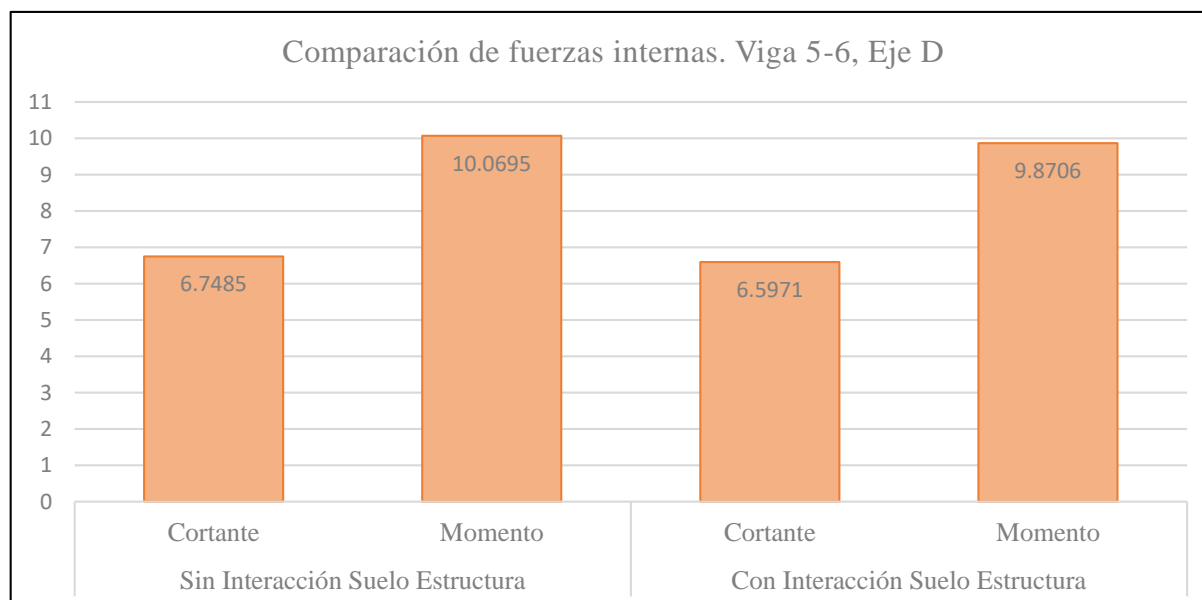


Figura 122. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga 5-6, Eje D de edificación irregular, con y sin ISE., análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Al aplicar la ISE, se puede notar que: 1). La fuerza cortante disminuye en 0.1514 tn, lo que representa un descenso de 2.2435 %. 2). El momento disminuye en 0.1989 tn.m, lo que representa un descenso de 1.9753 %. Se concluye que el descenso de la fuerza cortante y el momento para la viga en la Edificación Irregular en el Análisis Estático en dirección Y, con respecto a la Interacción Suelo-Estructura (suelo semi rígido), es ligeramente relevante.

#### 4.4.2.3.4. Edificación Irregular. Análisis Dinámico. Dirección Y

La **Tabla 135** muestra los valores de la fuerza cortante y el momento de la Viga 5-6, Eje D de la Edificación Irregular con y sin la Interacción Suelo-Estructura.



Tabla 135. Fuerzas internas en Viga 5-6, Eje D de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Viga 5-6,ED	Sin Interacción Suelo-Estructura		Con Interacción Suelo-Estructura	
Análisis	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Cortante(tn)	Momento (tn.m)
Estático Y-Y	6.1626	9.1950	6.0125	8.9915

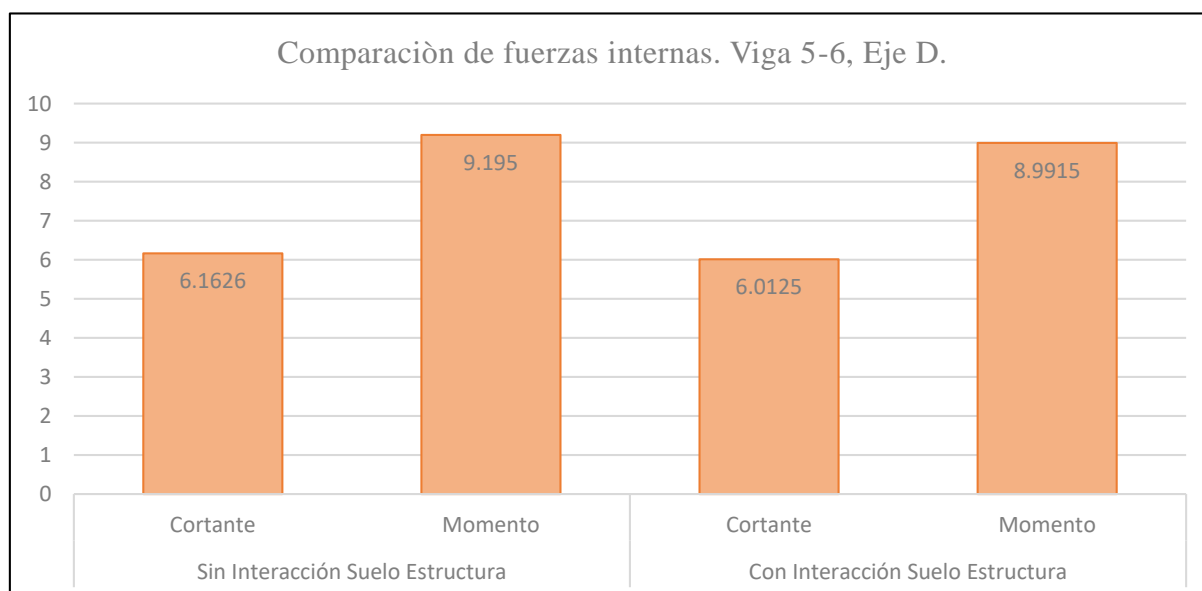


Figura 123. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga 5-6, Eje D de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Al aplicar la ISE, se puede notar que: 1). La fuerza cortante disminuye ligeramente en 0.1501 tn, lo que representa un descenso de 2.4357 %. 2). El momento disminuye en 0.2035 tn.m, lo que representa un descenso de 2.2132 %. Se concluye que el descenso de la fuerza cortante y al momento para la viga en la Edificación Irregular en el Análisis Dinámico en dirección Y, con respecto a la Interacción Suelo-Estructura (suelo semi rígido), es ligeramente relevante.

#### 4.4.2.4. Viga 2-3. Eje B

##### 4.4.2.4.1. Edificación Regular. Análisis Estático. Dirección Y

La **Tabla 136** muestra los valores de la fuerza cortante y el momento de la Viga 2-3, Eje B de la Edificación Regular con y sin la Interacción Suelo-Estructura.

Tabla 136. Fuerzas internas en Viga 2-3, Eje B de edificación regular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Viga 2-3,EB	Sin Interacción Suelo-Estructura		Con Interacción Suelo-Estructura	
Análisis	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
Estático Y-Y	5.2242	6.8670	5.8440	7.8033

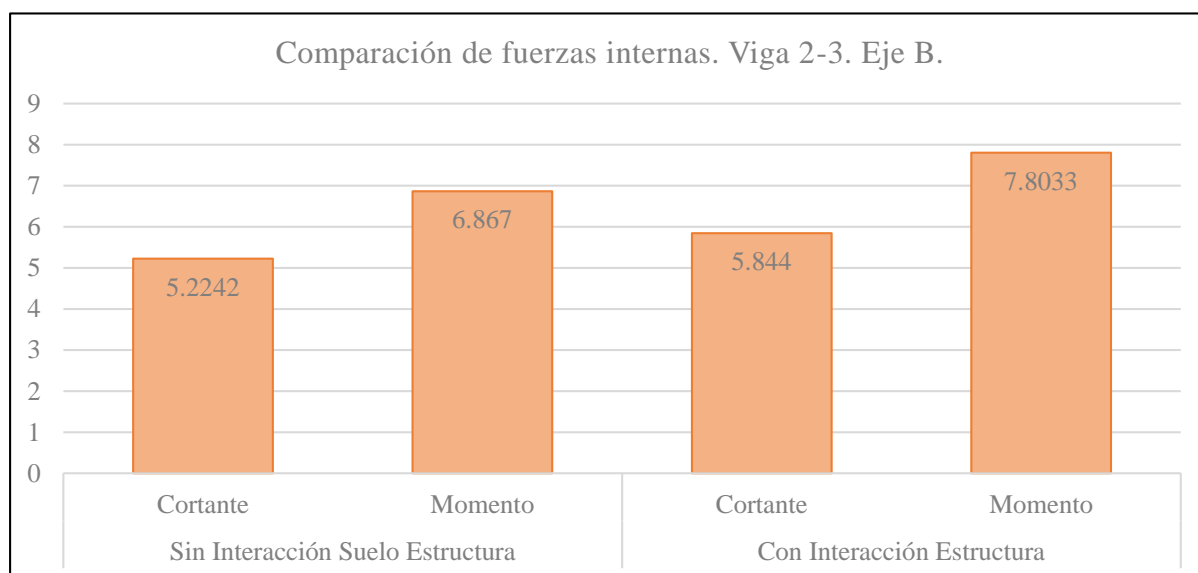


Figura 124. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga 2-3, Eje B de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Al aplicar la ISE, se puede notar que: 1). La fuerza cortante se incrementa en 0.6198 tn, lo que representa un incremento de 11.8640 %. 2). El momento se incrementa en 0.9363 tn.m, lo que representa un incremento de 13.6348 %. Se concluye que el incremento de la fuerza cortante y el momento para la viga en la Edificación Regular en el Análisis Estático en dirección Y, con respecto a la Interacción Suelo-Estructura (suelo semi rígido), es relevante.

#### 4.4.2.4.2. Edificación Regular. Análisis Dinámico. Dirección Y

La **Tabla 137** muestra los valores de la fuerza cortante y el momento de la Viga 2-3, Eje B de la Edificación Regular con y sin la Interacción Suelo-Estructura.

Tabla 137. Fuerzas internas en Viga 2-3, Eje B de edificación regular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Viga 2-3,EB	Sin Interacción Suelo-Estructura		Con Interacción Suelo-Estructura	
Análisis	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
Dinámico Y-Y	4.4915	5.9009	4.9298	6.5754

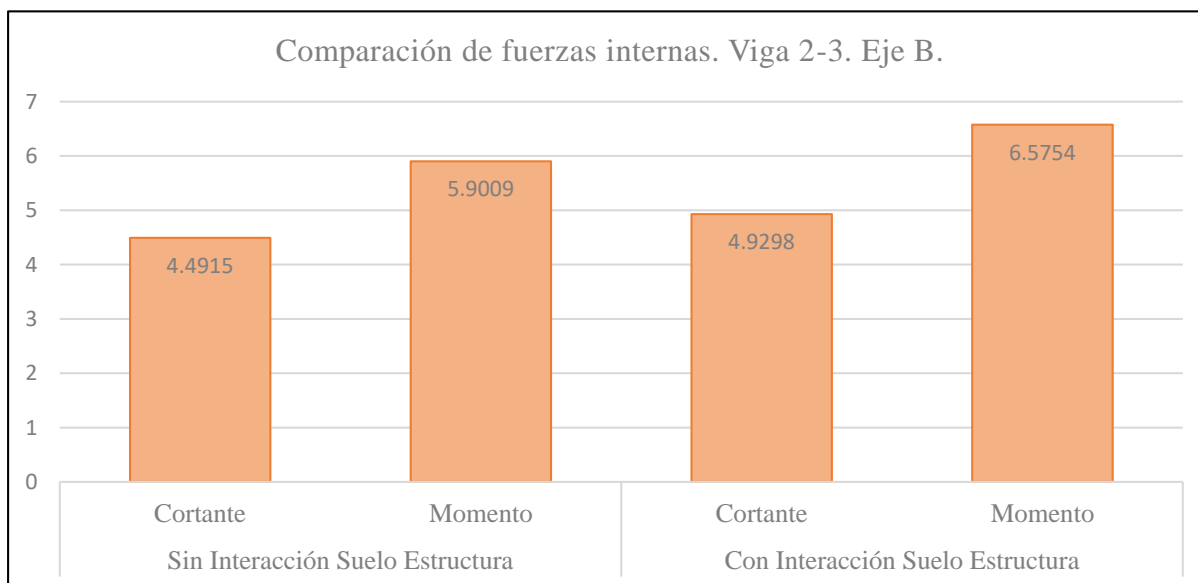


Figura 125. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga 2-3, Eje B de edificación regular con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

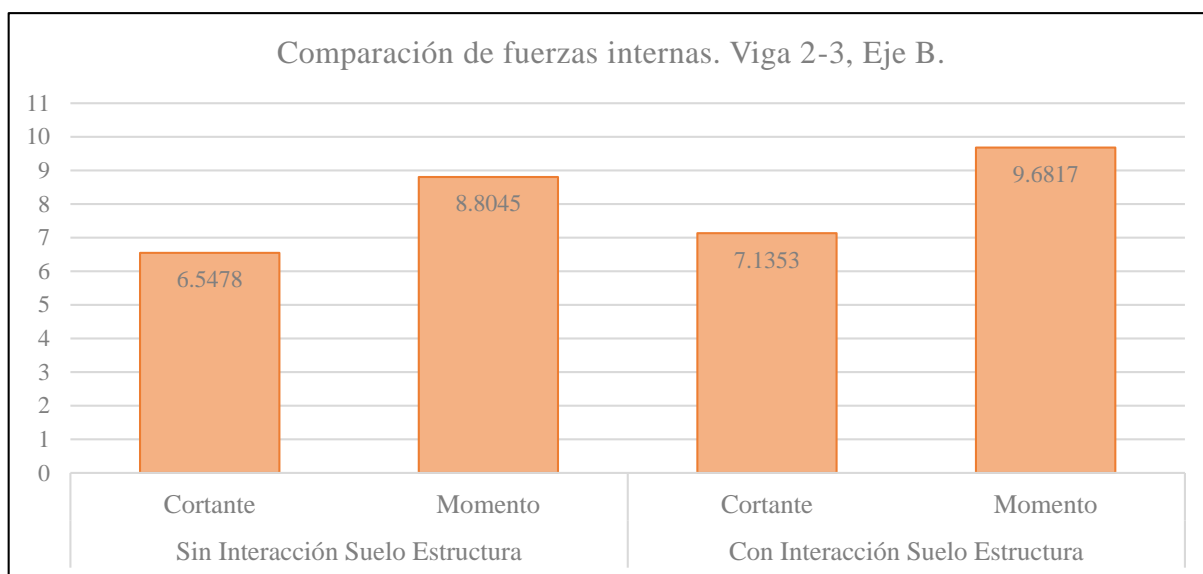
Al aplicar la ISE, se puede notar que: 1). La fuerza cortante se incrementa en 0.4383 tn, lo que representa un incremento de 9.7584 %. 2). El momento se incrementa en 0.6745 tn.m, lo que representa un incremento de 11.4305 %. Se concluye que el incremento de la fuerza cortante y el momento para la viga en la Edificación Irregular en el Análisis Dinámico en la dirección Y, con respecto a la Interacción Suelo-Estructura (suelo semi rígido), es relevante.

#### 4.4.2.4.3. Edificación Irregular. Análisis Estático. Dirección Y

La **Tabla 138** muestra los valores de la fuerza cortante y el momento de la Viga 2-3, Eje B de la Edificación Irregular con y sin la Interacción Suelo-Estructura.

Tabla 138. Fuerzas internas en Viga 2-3, Eje B de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia

Viga 2-3,EB Análisis Estático Y-Y	Sin Interacción Suelo-Estructura		Con Interacción Suelo-Estructura	
	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
	6.5478	8.8045	7.1353	9.6817



*Figura 126. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga 2-3, Eje B de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

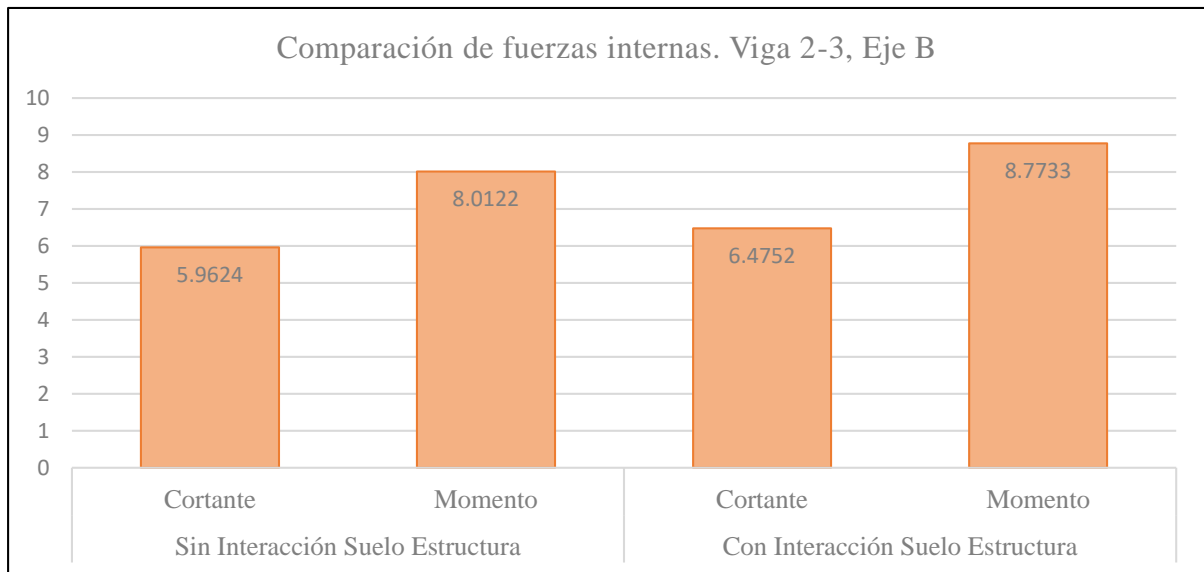
Al aplicar la ISE, se puede notar que: 1). La fuerza cortante se incrementa en 0.5875 tn, lo que representa un incremento de 8.9725 %. 2). El momento se incrementa en 0.8772 tn.m, lo que representa un incremento de 9.9631 %. Se concluye que el incremento de la fuerza cortante y el momento para la viga en la Edificación Irregular en el Análisis Estático en dirección Y, con respecto a la Interacción Suelo-Estructura (suelo semi rígido), es relevante.

#### 4.4.2.4.4. Edificación Irregular. Análisis Dinámico. Dirección Y

La **Tabla 139** muestra los valores de la fuerza cortante y el momento de la Viga 2-3, Eje B de la Edificación Irregular con y sin la Interacción Suelo-Estructura.

*Tabla 139. Fuerzas internas en Viga 2-3, Eje B de edificación irregular, con y sin ISE, análisis dinámico en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Viga 2-3,EB Análisis Dinámico Y-Y	Sin Interacción Suelo-Estructura		Con Interacción Suelo-Estructura	
	Cortante (tn)	Momento (tn.m)	Cortante (tn)	Momento (tn.m)
	5.9624	8.0122	6.4752	8.7733



*Figura 127. Gráfica comparativa de fuerzas internas en Viga B-C, Eje 4 de edificación irregular, con y sin ISE, análisis estático en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.*

Al aplicar la ISE, se puede notar que: 1). La fuerza cortante se incrementa en 0.5128 tn, lo que representa un incremento de 8.6006 %. 2). El momento se incrementa en 0.7611 tn.m, lo que representa un incremento de 9.4993 %. Se concluye que el incremento de la fuerza cortante y el momento para la viga en la Edificación Irregular en el Análisis Dinámico en dirección Y, con respecto a la Interacción Suelo-Estructura (suelo semi rígido), es relevante.

#### 4.5. Discusión de resultados

Acerca de los desplazamientos laterales, los puntos más resaltantes fueron:

- En los casos de análisis estático en dirección X, se tiene: En el primer nivel de la Edificación Regular, un desplazamiento de 2.870 mm sin aplicación de la ISE, y de 3.398 mm con aplicación de la ISE; dando un incremento de 18.398 %. En el primer nivel para la Edificación Irregular sin aplicación de la ISE, un desplazamiento de 6.168 mm y de 6.6762 mm con aplicación ISE; dando un incremento de 9.631 %.
- En los casos de análisis estático en dirección Y, se tiene: En el primer nivel de la Edificación Regular, desplazamiento de 5.087 mm sin aplicación de la ISE, y de

5.683 mm con aplicación de la ISE; dando un incremento de 17.161 %. En el primer nivel para la Edificación Irregular sin aplicación de la ISE, un desplazamiento de 13.365 mm y de 14.465 mm con aplicación de la ISE; dando un incremento de 8.230 %.

- En los casos de análisis dinámico en dirección X, se tiene: En el primer nivel de la Edificación Regular un desplazamiento de 2.866 mm sin aplicación de la ISE, y de 3.436 mm con aplicación de la ISE; dando un incremento de 19.889 %. En el primer nivel para la Edificación Irregular sin aplicación de la ISE, un desplazamiento de 7.116 mm y de 7.930 mm con aplicación ISE; dando un incremento de 11.440 %.
- En los casos de análisis dinámico en dirección Y, se tiene: En el primer nivel de la Edificación Regular sin ISE, un desplazamiento de 4.507 mm sin aplicación ISE, y de 4.957 mm con aplicación ISE; dando un incremento de 9.984 %. En el primer nivel para la Edificación Irregular, un desplazamiento de 10.330 mm sin aplicación de la ISE, y de 10.861 mm con aplicación de la ISE; dando un incremento de 5.140 %.

Se obtiene entonces un incremento mayor en la edificación regular, por lo que la aplicación de la ISE en un primer piso flexible tiene menor incremento al añadirse la Interacción Suelo-Estructura. Esto no quiere decir que los desplazamientos son bajos, éstos siguen siendo altos; sin embargo, el incremento entre niveles 1 y 2 es menor en una edificación irregular añadiendo la ISE debido a que los desplazamientos se deben en su mayoría a la irregularidad y en menor medida, pero aun así con gran importancia a la Interacción Suelo-Estructura. Sin embargo, la ISE aumenta los desplazamientos en gran medida, por lo que es necesario considerarlos para realizar un diseño más seguro de la edificación. Los desplazamientos laterales son importantes incluso en la edificación regular sin la ISE, esto debido a que, al ser de 5 niveles, los esfuerzos de por sí, ya son bastantes elevados. Por lo cual se concuerda y

coincide la importancia de ambos efectos en estudio con antecedentes mencionados anteriormente, ya que el hecho de presentar desplazamientos cercanos a 20 % es altamente importante en el diseño. Si se desearía realizar un diseño más óptimo de una edificación, sería mucho mejor aplicar la Interacción Suelo-Estructura, de esta manera se daría un "factor de seguridad" extra a la edificación y se la reforzaría aún más, siempre y cuando se justifique las acciones para no caer en un sobre dimensionamiento o sobre refuerzo. Se han dado muchos casos de piso blando en edificaciones, y el tema aún tiene mucho por ofrecer, una suposición es que el no considerar efectos de suelo puede ser una causa de algunos colapsos de edificaciones, por lo que ésta aplicación podría resultar beneficiosa y preventiva.

Acerca de la reducción de fuerzas, los puntos más resaltantes fueron:

- Columna 5: En el análisis estático en dirección X de la estructura regular, se analizó la Columna 5, comparándose con respecto a su aplicación de Interacción Suelo-Estructura. Se obtuvo un incremento de 5.1939 %, en la fuerza axial, un incremento de 1.7031 % y una disminución en el momento de 3.3134 %, por lo que la aplicación de la ISE, es considerada relativamente baja en este caso. De igual manera, para el análisis estático en dirección X para la edificación irregular en la misma columna, se tuvo también un incremento en fuerza axial, una disminución muy baja en la fuerza cortante y una disminución ligeramente notable en el momento; siendo un incremento de 4.7354 % en la fuerza axial, disminución de 1.9727 % en la fuerza cortante y disminución de momento de 5.0658 %.

Respecto al análisis dinámico en dirección X de la estructura regular, se analizó de igual manera la Columna 5, comparándose con respecto a su aplicación de Interacción Suelo-Estructura. Se obtuvo un incremento de 2.6840 %, en la fuerza axial, un incremento de 3.0114 % en la fuerza cortante y una disminución en el momento de 2.3869 %, por lo que la aplicación de la ISE, es considerada

relativamente baja en este caso. De igual manera, para el análisis dinámico en dirección X para la edificación irregular en la misma columna, se tuvo también incrementos y disminución bajos, incremento de 1.7777 % en la fuerza axial, disminución de 1.0410 % y disminución de momento de 4.4470 %.

- Columna 10: En el análisis estático en dirección Y de la edificación regular, se analizó la Columna 10; se obtuvo una disminución notable al aplicarse la Interacción Suelo-Estructura. Se obtuvo una disminución en todas sus fuerzas internas; siendo de 19.8110 % en la fuerza axial, 16.8222 % en la fuerza cortante y 12.8987 % en el momento flector. De igual manera, para el análisis estático en dirección Y para la edificación irregular en la misma columna, se obtuvo resultados de disminución en todas sus fuerzas internas, siendo notoria en la fuerza axial; se tuvo una disminución de 17.0695 % en la fuerza axial, 2.5537 % en la fuerza cortante y 3.0137 % menos en el momento flector.

Respecto al análisis dinámico en dirección Y de la edificación regular, se analizó de igual manera la Columna 10, comparándose con respecto a su aplicación de Interacción Suelo-Estructura. Se tuvo disminuciones notables, siendo de 21.0606 % en la fuerza axial, de 17.2365 % en la fuerza cortante y de 13.6573 % en el momento flector. De igual manera, para el análisis dinámico en dirección Y para la edificación irregular en la misma columna, se tuvo una disminución notable de 16.1644 % en la fuerza axial, disminución baja de 1.7140 % en la fuerza cortante y de 2.3828 % en el momento flector.

- Columna 24: En el análisis estático en dirección Y de la edificación regular, se analizó la Columna 24, comparándose con respecto a su aplicación de Interacción Suelo-Estructura. Se obtuvo una disminución regularmente notable, siendo de 5.7987 % en la fuerza axial, 10.9699 % en la fuerza cortante y 14.3584 % en el



momento flector. De igual manera, para el análisis estático en dirección Y para la edificación irregular en la misma columna, se obtuvo resultados menores; se tiene una disminución de 5.2083 % en la fuerza axial, 6.7518 % en la fuerza cortante y 9.9199 % menos en el momento flector.

Respecto al análisis dinámico en dirección Y de la edificación regular, se analizó la Columna 24 comparándose con respecto a su aplicación de Interacción Suelo-Estructura. Se tuvo una disminución regularmente notoria, de 8.2944 % en la fuerza axial, de 12.0179 % en la fuerza cortante y de 15.5985 % en el momento flector. De igual manera, para el análisis dinámico en dirección Y para la edificación irregular en la misma columna, se tuvo una disminución de 6.1956 % en la fuerza axial, 6.8599 % en la fuerza cortante y 10.1388 % en el momento flector.

Por lo tanto, al realizar los análisis respectivos, se concluye que, al aplicar la Interacción Suelo Estructura, se consigue una disminución en las fuerzas internas de las columnas, con excepción de algunos en menor medida, en casos en dirección X; aun así, la hipótesis planteada se concibe como verdadera para la mayor parte de columnas y casos de análisis.

En cuanto a las vigas, respecto a la aplicación de la ISE, éstas presentaron variaciones tanto de incremento como de descenso, pero en mayoría fueron menores al 5 %, y en parte menores incluso que el 1 %. Una de las variaciones mayores fue la de la Viga 2-3, eje B, teniendo en la edificación regular, en el análisis estático en dirección Y, un incremento de 11.8640 % en fuerza cortante y de 13.6348 % en momento.; y en el análisis dinámico en Y un incremento de 9.7584 en fuerza axial y 11.4305 en fuerza cortante. En el análisis estático y dinámico en dirección Y de la Viga 2-3, Eje B en la edificación irregular, se tuvo incrementos en un rango de 8 y 10 %. Debido a lo mencionado anteriormente, la hipótesis de disminución de fuerzas internas, no se cumple en vigas; por tanto, este tema aún no sería considerado a profundidad, debido a que en algunos elementos las variaciones fueron despreciables, pudiendo

resultar en algunos casos insignificante y en algunos casos riesgoso y/o no necesario diseñar con esfuerzos menores, a excepción de que éstos fuesen realmente notables.

La fuerza cortante basal y la de los niveles, pueden o no variar al aplicar la ISE; sin embargo, al tener resortes en la base, la distribución de fuerzas internas en la estructura varía.

Respecto al incremento y suma de desplazamientos debido a tener una edificación con suelo semi rígido y un primer piso flexible, se tuvo que:

- En el análisis estático en dirección X, se analiza la superposición de los efectos ISE y los de Irregularidad, notando que el incremento que produce el caso de Edificación Regular con ISE ante la Edificación Regular sin ISE, sumado al incremento que produce el caso de Edificación Irregular sin ISE ante la Edificación Regular sin ISE ( $18.397 \% + 114.913 \%$ ), es de  $133.310 \%$  se aproxima a  $135.610 \%$  que es la diferencia en porcentaje de los casos extremos (Edificación Regular sin ISE y Edificación Irregular con ISE).
- En el análisis estático en dirección Y, se analiza la superposición de los efectos ISE y los de Irregularidad, notando que el incremento que produce el caso de Edificación Regular con ISE ante la Edificación Regular sin ISE, sumado al incremento que produce el caso de Edificación Irregular sin ISE ante la Edificación Regular sin ISE ( $11.716 \% + 162.729 \%$ ), es de  $174.445 \%$  se aproxima a  $184.352 \%$  que es la diferencia en porcentaje de los casos extremos (Edificación Regular sin ISE y Edificación Irregular con ISE).
- En el análisis dinámico en dirección X, se analiza la superposición de los efectos ISE y los de Irregularidad, notando que el incremento que produce el caso de Edificación Regular con ISE ante la Edificación Regular sin ISE, sumado al incremento que produce el caso de Edificación Irregular sin ISE ante la Edificación Regular sin ISE

(19.888 % + 148.290 %), es de 168.178 % se aproxima a 176.692 % que es la diferencia en porcentaje de los casos extremos (Edificación Regular sin ISE y Edificación Irregular con ISE).

- En el análisis dinámico en dirección Y, se analiza la superposición de los efectos ISE y los de Irregularidad, notando que el incremento que produce el caso de Edificación Regular con ISE ante la Edificación Regular sin ISE, sumado al incremento que produce el caso de Edificación Irregular sin ISE ante la Edificación Regular sin I.S.E (9.984 % + 129.199 %), es de 139.183 % se aproxima a 140.981 % que es la diferencia en porcentaje de los casos extremos (Edificación Regular sin ISE y Edificación Irregular con ISE).

Las comparaciones anteriores sobre sumas de desplazamientos, aunque suenan lógicas, se suponen importantes al considerar que, en un suelo conformado por otro material, uno no rígido, la suma de ambos efectos mencionados anteriormente tienen un valor cercano; por tanto, la diferencia se aminora conforme a lo blando que sea el suelo de fundación. Lo mencionado anteriormente puede ser corroborado por lo expuesto por Fernández en su tesis titulada: *"Efectos de interacción dinámica suelo-estructura en edificios con primer piso blando"* (2007), en donde se menciona que, si se tuviese una edificación con piso blando sobre un terreno blando y se aplica la ISE, la suma de efectos en la edificación son menos resaltantes, debido a que se supone que el piso blando se comporta como un segundo estrato, por lo que las diferencias son menores. En este estudio, la edificación fue cimentada en un suelo rígido y presentó incrementos en desplazamientos regularmente notorios por el contraste de rigidez. Por lo tanto, la hipótesis se supone verdadera.

Adicionalmente se puede mencionar que, según las derivas de la estructura regular, se requeriría aumentar dimensiones de columnas o añadir placas; en la estructura irregular no se obtuvo las derivas finales, pero se puede inferir que también sería necesario el reforzamiento.

## **CAPÍTULO V. Conclusiones y Recomendaciones**

### **5.1. Conclusiones**

Las conclusiones respecto a las hipótesis planteadas, son las siguientes:

1. Respecto a la hipótesis sobre el aumento de desplazamientos laterales, se puede dar por cumplida ya que se pudo comprobar que una edificación irregular tiene un aumento de desplazamientos elevado al aplicarse la Interacción Suelo-Estructura, debido a sus características. Se evidencia una influencia significativa en los desplazamientos. La edificación regular tuvo mayor incremento en desplazamientos, incluso en mayor manera que la edificación irregular; sin embargo, se pudo notar que grandes incrementos en los desplazamientos se deben en especial a la suma de la irregularidad presente en la edificación y a la Interacción Suelo-Estructura. La ISE está actuando ligeramente de mayor manera en la edificación regular, siendo que su máximo incremento en desplazamientos se aproxima al 20 % cuando se aplica la Interacción Suelo-Estructura, mientras que, en la edificación irregular, el incremento en desplazamientos se encuentra en un rango entre 5 % a 12 %. La aplicación de la Interacción Suelo-Estructura toma gran importancia al sumarse a la irregularidad, ya que de por sí, en el presente caso (suelo), esta aplicación no es muy notoria en los desplazamientos laterales de la edificación si se aplica de manera individual, lo cual guarda coherencia ya que la edificación está cimentada sobre un suelo semi rígido (grava) en el cual un análisis tradicional de base empotrada es cercano a la realidad. La suma de efectos analizados evidencia incremento en desplazamientos, mayores al 130 % según sea el caso respectivo; por tanto, lo que aumentó desplazamientos en mayor medida es la irregularidad de piso blando y no la ISE.

2. Respecto a la segunda hipótesis, sobre la disminución de fuerzas internas en elementos al aplicar la Interacción Suelo-Estructura, se cumple en varios de ellos. Ambas edificaciones tienen resultados próximos, por lo que éstos se pueden agrupar en rangos, siendo que la influencia medida en porcentaje, de las fuerzas internas en la edificación irregular, resultó cercana a la influencia en la edificación regular.

Se obtuvo una disminución variante de fuerzas internas (axial, cortante y momento) en columnas, por lo que se concluye que la hipótesis de disminución de fuerzas internas en columnas se puede dar por cumplida en gran parte de elementos y análisis, ya que la ISE influye significativamente en algunos casos y es importante considerarla. Los resultados al aplicar la ISE, se resumen de la siguiente manera:

- En la Columna 5 en el análisis estático en dirección X, en ambas edificaciones se obtuvo incrementos y disminuciones menores al 6 %; en el análisis dinámico en dirección X, se obtuvo incrementos y disminuciones menores al 5 %.
- En la Columna 10 en el análisis estático en dirección Y en la edificación regular se obtuvo disminuciones notables en todas sus fuerzas internas, en un rango entre 12 % - 20 %; en el análisis estático en dirección Y en la edificación irregular, se obtuvo una disminución de 17.0695 % en la fuerza axial y un rango bajo de 2 – 4 % en la fuerza cortante y el momento flector.
- En la Columna 10 en el análisis dinámico en dirección Y, la edificación regular obtuvo disminuciones notables en todas sus fuerzas internas en un rango de 13 % - 22 %, mientras que en el mismo análisis en la edificación irregular se obtuvo una disminución de 16.1644 % en la fuerza axial y un rango muy bajo de 1 % - 3 % en la fuerza cortante y el momento flector.
- En la Columna 24 en el análisis estático en dirección Y, la edificación regular obtuvo disminuciones en todas sus fuerzas internas en un rango de 5 % - 15 %,

para el mismo caso en la edificación irregular se obtuvo disminuciones notables en todas sus fuerzas internas, en un rango entre 5 % - 10 %.

- En la Columna 24 en el análisis dinámico en dirección Y la edificación regular obtuvo disminuciones de igual manera notables, en un rango de 8 % - 16 %; la edificación irregular en el análisis dinámico en dirección Y, obtuvo disminuciones en un rango entre 6 % - 11 %.

En cuanto a las vigas, éstas obtuvieron una disminución ligera de sus fuerzas internas (menores al 6 %) en la mayoría de casos; sin embargo, la Viga 2-3 del Eje B (viga central), tuvo incrementos notorios (entre 8 – 14 %) en ambas edificaciones, en todos los casos en la dirección Y; por lo tanto, en las vigas no hubo influencia significativa en la reducción de fuerzas internas y por ende la hipótesis de disminución de fuerzas internas no se cumple.

3. Respecto a la tercera hipótesis, sobre los cambios de acuerdo al contraste de rigidez; la rigidez en el presente estudio se refiere tanto al suelo como a la estructura. El suelo es relativamente rígido (grava); la estructura es poco rígida (flexible) en su primer nivel, esto refiriéndose a la irregularidad de piso blando. Se tiene entonces un contraste, un suelo rígido y una edificación blanda; y la interacción de ambas, o la suma de efectos evidenciará notables cambios en la respuesta sísmica. Se mencionó en el capítulo **Marco Teórico**, que investigaciones referentes consideran que si se tuviera un suelo blando y una edificación blanda en primer piso, se puede dar a entender que existen dos estratos blandos y al sumar los resultados en la respuesta sísmica de ambos, no se da una diferencia notoria a que no se dé la suma, es decir que la suma de los efectos causados, analizados por separado, no dan el mismo resultado que si se los hubiera analizado en simultáneo, sino que existe similitud de resultados a un solo estrato. Esta tercera hipótesis demostró (enfocando

sólo en desplazamientos y no en otros efectos en la estructura) que al tener dos estratos distintos (suelo semi rígido y piso blando), efectivamente se pierde la similitud a un estrato en suma de resultados y se puede evidenciar que una suma de resultados por separado es próxima a resultados analizados en simultáneo, conforme a las investigaciones que formaron parte de los antecedentes. Por lo tanto, lo supuesto es que los desplazamientos dados por la irregularidad no forman parte de un segundo estrato de suelo blando, es decir que se da cierta diferencia entre los análisis sin considerar y considerando la edificación con ISE, de tal manera que la suma de efectos en casos de distinta rigidez, son notables. Lo mencionado anteriormente se evidencia respecto a desplazamientos laterales, ya que en cualquiera de los casos al sumar el incremento entre la edificación regular sin ISE y la misma edificación con ISE + el incremento entre la edificación regular sin ISE y la edificación irregular sin ISE (suma de ambos efectos), el resultado se acerca con diferencias menores a 10 % (2.300 % y 9.907 % en el análisis estático en dirección X y dirección Y respectivamente, 8.514 % y 1.798 % en el análisis dinámico en dirección X y dirección Y respectivamente) al incremento entre la edificación regular sin ISE y la edificación irregular con ISE (extremos) .

## **5.2. Recomendaciones**

En base al estudio teórico, modelación de edificaciones en ETABS, cálculo y resultados obtenidos, se dan las siguientes recomendaciones:

- Estudiar casos reales de edificaciones con piso blando que hayan sufrido daños y obtener conclusiones sobre las causas que los provocaron.
- Diseñar y proponer estructuras lo más próximos a la regularidad, evitando configuraciones riesgosas y vulnerables al sismo.

- Aplicar modelos de interacción suelo-estructura en el análisis de estructuras, de tal manera se podrá comparar resultados y diferencias de estudio.
- Dimensionar los elementos con mucho cuidado al utilizar la interacción suelo-estructura, debido a que los métodos pueden depender del peso de la edificación, siendo importante las dimensiones de los elementos estructurales, al cambiar un elemento en la modelación se tendrá resultados variantes, y por ende, correctivos.
- Utilizar el ETABS lo más preciso posible; por ejemplo, en este estudio se alinearon las columnas con respecto a las vigas, para que los elementos estructurales no queden con espacios libres o fuera de los ejes, así la rigidez es más precisa y no se ve afectada.
- Según criterio, considerar la rigidez de la columna en toda su dimensión, y la rigidez de la viga sólo hasta el empalme con la columna. Para esto se puede considerar la herramienta Brazos Rígidos a la edificación modelada en ETABS.

#### ▪ **Líneas Futuras de Investigación**

Se sugiere analizar los efectos estudiados en casos reales y con resultados de diseño.

Se sugiere realizar estudios concernientes a análisis de interacción suelo-estructura aplicados a estructuras con diferentes tipos de irregularidad.

Se sugiere realizar estudios concernientes a análisis de interacción suelo-estructura aplicados a estructuras irregulares de concreto armado pero con diferente sistema estructural (uso de placas).

Se sugiere realizar estudios concernientes a análisis de interacción suelo-estructura aplicados a estructuras irregulares constituidas por diferentes materiales, tales como: albañilería, madera, acero.



## Referencias

- Acosta J., & Balcázar J. (2019). *Diseño estructural de un edificio de concreto armado de ocho pisos en Huancayo*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Alva J., Huamán C. & Ohtsuki T. (1994). Respuesta dinámica de los suelos de los distritos de La Punta-Callao en Lima, Perú. *XIII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Nueva Delhi, India.
- Alva Hurtado (2001). *Diseño de Cimentaciones*. Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Araca, F. & Gómez, L. (2018). *Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento de las viviendas aporticadas con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca*. Universidad Peruana Unión. Juliaca, Perú.
- Aquino, C., & Rodríguez, M. (2015). *Comparación de la respuesta estructural de los módulos B y C de la I.E. Julio Ramón Ribeyro considerando y sin considerar la interacción suelo-estructura*. Universidad Privada del Norte. Cajamarca, Perú.
- Avilés, J., Pérez-Rocha L. (2004). Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 71, 1-36.
- Avilés, J. & Fernández L. (2008). Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 79, 71-90.
- Bazán, E., & Meli R., (2002). *Diseño Sísmico de Edificios*, México DF, México: Limusa.
- Barbat, A.H. (Ed.). (2012). *Respuesta dinámica de un edificio considerando el efecto de interacción suelo-estructura*. Barcelona, España.
- Barbat, A.H. (Ed.). (2014). *Contribuciones a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios*. Barcelona, España.

- Blanco Blasco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima, Perú. Capítulo de Ingeniería Civil. Consejo Departamental de Lima.
- Bono R. (2012). Diseños Cuasi-Experimentales y Longitudinales. Barcelona, España. Universidad de Barcelona.
- Botero, C., Jaramillo D. & Rochel R., (2004). Evaluación de los Efectos Inerciales de Interacción Dinámica Suelo-Estructura Para Edificaciones Ubicadas en Medellín. Revista Universidad EAFIT, 134, 90-104.
- Brito, M. (2013). *Solución con muros de corte para evitar el problema de piso blando, utilizando STAAD*. Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, Guatemala.
- Braja M. Das, (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones. International Thomson Editores, México.
- CISMID (2010). Microzonificación Sísmica en el Distrito de La Molina. Informe Técnico. Lima, Perú.
- CISMID (2010). Características Geotécnicas del Distrito de La Molina. Apéndice B. Lima, Perú.
- CISMID (2012). Mapa de suelos en los distritos de Lima. Recuperado el 30 de marzo de 2021 de: <https://sinia.minam.gob.pe/mapas/mapa-suelos-districtos-lima>
- CAPECO (2018). Revista de construcción e Industria. Recuperado de <https://issuu.com/capeco.org/docs/rcei070818>
- CAPECO (2019). Informe económico de la construcción. Recuperado de [https://www.capeco.org/descargas/iec/IEC25\\_0719.pdf](https://www.capeco.org/descargas/iec/IEC25_0719.pdf)

- Capote, J. (2019). *La mecánica de suelos y las cimentaciones en las construcciones industriales*. Universidad de Cantabria, España.
- Constantinou, M., Mokha A., Reinhorn A. (1990). Teflon Bearing in Base Isolation, Part II: Modeling. *Journal of Structural Engineering. ASCE*. 116, 455-474.
- Dolce, M., et al. (1994). Report of the EAEE working group 3: vulnerability and risk analysis. *Technical Report 10th European conference on Earthquake Engineering*. Vienna, 4, 3049–3077.
- Díaz, J. (2008). *Criterios de aceptación para el diseño sísmico por desempeño y confiabilidad de edificios de concreto reforzado, con piso suave en planta baja, desplantados en suelos blandos de la ciudad de México*. Universidad Autónoma de México, Ciudad Universitaria, México.
- Espinoza, F., (1999). *Determinación de Características Dinámicas de Estructuras*. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos y Puertos Universidad Politécnica de Cataluña, España.
- FEMA 356 (2006). Risk Management: Series Designing for Earthquake - A manual for Architects. U.S.A.
- Fernández, L. (2007). *Efectos de interacción dinámica suelo-estructura en edificios con primer piso blando*. Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad Universitaria, México.
- Fernández-Sola L. & Avilés J. (2008). Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda. *Revista de Ingeniería Sísmica* (79), 71-90.

Fundación Wikimedia (2014). Wikipédia. Recuperado el 30 de marzo de 2021 de:

<http://es.wikipedia.org/wiki/Resorte>

Gabriel, R. (2012). *Análisis de los efectos de interacción sísmica suelo-estructura en una edificación de hormigón armado ubicada en Cochabamba-Bolivia*. Boletín Informativo Asocem, 3.

Gálvez, A. & ADGAVI y Asociados SAC. El análisis no lineal dinámico y su aplicación en la simulación de respuestas estructurales.

Gamarra, N. (2014). *Análisis de la interacción sísmica suelo-estructura en edificación de albañilería estructural*. Universidad Nacional del Centro del Perú. Huancayo, Perú.

García García, J. & Páez, G. *Suelos y Fundaciones*. Buenos Aires, Argentina: Universidad Nacional de la Plata. Facultad de Arquitectura y Urbanismo.

Granizo, S. (2013). *Estudio de la configuración estructural en planta y elevación y su incidencia en la estabilidad de un edificio*. Universidad Técnica de Ambato. Ambato, Ecuador.

Guevara, L.T. (2012), La planta libre en los edificios: Configuración moderna generadora de irregularidad sísmica. XXX jornadas de investigación del IDEC. Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela.

Gutiérrez, D. (2017). Apuntes de Análisis Estructural 2. Respuesta sísmica de las estructuras.

[http://davidgcalzada.com/wp-content/uploads/2018/03/Elementos-de-](http://davidgcalzada.com/wp-content/uploads/2018/03/Elementos-de-Dina%CC%81mica-Estructural-DGC-1-marzo-2018.pdf)

[Dina%CC%81mica-Estructural-DGC-1-marzo-2018.pdf](http://davidgcalzada.com/wp-content/uploads/2018/03/Elementos-de-Dina%CC%81mica-Estructural-DGC-1-marzo-2018.pdf)

Hanson, R & J. Degenkolb, H. (1975). The Venezuela earthquake, July 29, 1967, *Earthquakes. American Iron and Steel Institute*, p. 314.

- Hernández, D. A., Tena, A. (2016). Estudio paramétrico de modelos representativos de estructuras propensas a desarrollar pisos suaves o débiles ante excitaciones sísmicas de suelo blando. *Revista de Ingeniería Sísmica* (95), 53-80.
- Hernández Sampieri, R., Fernández, C., & Baptista, M. (2014). *Metodología de la investigación* (6a ed.). México: Editorial Alfaomega Grupo Editor.
- Herrera, L. (2013). *Evaluación de la interacción dinámica suelo-estructura de edificaciones construidas en ladera*. Universidad Nacional de Colombia. Medellín, Colombia.
- Hurtado, J. 2010. *Metodología de la investigación. Guía para la comprensión holística de la ciencia* (4ta Ed.). Venezuela: Fundación Sypal.
- Instituto Geofísico del Perú. (2007). El sismo de Pisco del 15 de agosto, 2007 (7.9 Mw) Departamento de Ica-Perú.
- Janampa, H. (2011). *Evaluación estructural de dos edificios de la UNALM ante solicitaciones sísmicas según la norma E.030 del RNE*. Universidad Nacional Agraria La Molina. Lima, Perú.
- Janampa, J. (2016). *Estudio de la influencia de la configuración estructural de piso blando en el comportamiento sismorresistente de estructuras aporticadas*. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- Jean, R. & Hernández A. (2003). Variables que intervienen en los sistemas de mampostería y su aplicación en la construcción. *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León, Gto., México, noviembre, artículo IX-11*.
- Kaminetzky, D. (1991). *Design and Construction Failures*, New York, USA.: McGraw-Hill.

- Miranda, E (2005). Aspectos fundamentales de la respuesta sísmica de edificios con entrepisos blandos. *Memorias, 4° Simposio de Ingeniería Estructural*. Veracruz, México, diciembre.
- Morales, I. (2011). *Factores de amplificación de ondas sísmicas en cenizas volcánicas*. Pontificia Universidad Javeriana. Bogotá, Colombia.
- Morales R. (2005). Zapatas Aisladas. Concreto Armado II. Cimentaciones (2-19). Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería. Facultad de Ingeniería Civil.
- Morales R. (2013). Diseño en Concreto Armado. Lima, Perú: Instituto de la Construcción y Gerencia.
- MO, YL. & Chang, YF. (1995). Application of Base Isolation Concept to Soft First Story Buildings. *Computers & Structures*. 55 (5), 883-896.
- Monje, C. 2011. *Metodología de la investigación cuantitativa y cualitativa. Guía Didáctica*. Neiva, Colombia.
- Norma Técnica Colombiana Sismorresistente. (2010). Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial.
- Núñez & Vásquez (2009). Zonas críticas por peligros geológicos en Lima Metropolitana. Primer Reporte. Lima, Perú.
- Páez D., Zabala J. & Rodríguez Y. (2017). Piso blando, una falla común en el terremoto de Pedernales. *Revista CIENCIA*, Vol.19, (1), 59-75.
- Peck, R.B. (1967). Stability of Natural Slopes. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 93, SM4, 403-418.

Pinarbasi S., Konstantinidis D. & Kelly J. (2007). Seismic Isolation for soft-story buildings.

*10<sup>th</sup> World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures.*

Proaño, T. & Zavala C. (2003). Estimación de la respuesta sísmica de estructuras en base a sistemas de 1 grado de libertad para el cálculo de la vulnerabilidad sísmica. *XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil-Iquitos, 2003.*

Prontuario Características técnicas de los terrenos y cimentaciones adecuadas a los mismos.

Recuperado en 20 de Setiembre de 2019 de:

<http://www.mapfre.com/ccm/content/documentos/mapfrere/fichero/es/Prontuario Suelos-Cimentaciones.pdf>

Reglamento Nacional de Edificaciones E.020 (2006). Cargas. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 (2018). Diseño Sismorresistente. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

Reglamento Nacional de Edificaciones E.050 (2018). Suelos y Cimentaciones. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

Reglamento Nacional de Edificaciones E.060 (2009). Concreto Armado. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

Ripley, F. *Earthquake damage and earthquake insurance* (1932). New York: McGraw-Hill Book Company, Inc., (1), 95-396.

Rodríguez, A. et al. (2017). Determinación de espectros de respuesta considerando daño acumulado e interacción suelo-estructura. *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 96, 18-38.

- Rodríguez, W. (2016). *Ingeniería Geotécnica*. Lambayeque, Perú. Recuperado de <https://civilgeeks.com/2016/04/06/libro-completo-de-geotecnia-ing-william-rodriguez/>
- Romero, Y. (2014). *Análisis dinámico de aisladores de base elastoméricos como alternativa de solución para edificaciones con fallas por piso blando*. Universidad Nacional de Cajamarca. Cajamarca, Perú.
- SNIP II-7-81. Construction in Seismic Areas (2001). National Codes & Standards of Russia.
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (2008). *Guía para el análisis de estructuras de mampostería*. México: CONACYT. CONAFOVI.
- San Bartolomé, A. (1998). *Análisis de edificios* (1ra Ed.). Perú: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- San Bartolomé, A. (2007). Defectos que incidieron en el comportamiento de las construcciones de albañilería en el sismo de Pisco del 15-08-2007. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- San Bartolomé, A. (2010). El problema del piso blando. *Boletín Construcción Integral* corporación Aceros Arequipa S.A, Ed. 10.
- Santos, R. (1974). *Influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta de estructuras sometidas a fuerzas laterales sísmicas*. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- Schmidt, V. (2011). Factores de amplificación del suelo en función del periodo obtenidos a partir de regresiones para Costa Rica. *Revista Geológica de América Central*, 44, 27-39.
- Severino, A. (2015). *Evaluación de desplazamientos laterales por solicitaciones sísmicas del edificio de la Biblioteca Agrícola Nacional según la normativa vigente*. Universidad Nacional Agraria La Molina. Lima, Perú.



- Soriano, A. (1981). Interacción suelo-estructura. Curso básico de ingeniería sísmica. Tema núm. 7, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Santander. Madrid, España.
- Tacillo, E. (2006). *Metodología de la investigación*. Lima, Perú.
- Tena, A (2010). Irregularidad estructural y su efecto en la respuesta sísmica de edificios. *Memorias, V Congreso Iberoamericano de Ingeniería Civil*, 1-57.
- Tena-Colunga, A (2010). Review of the soft first story irregularity condition of buildings for seismic design. *The Open Civil Engineering Journal*, Vol. 4, 1-15.
- Todorovska, MI. (1999). Base Isolation by a Soft First Story with Inclined Columns. *Journal of Engineering Mechanics*, 448-457.
- Todorovska, MI. (1991). Effects of the depth of the embedment on the system response during building-soil interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering (11)*, 111-123.
- Universidad Autónoma de Baja California. Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño. (s.f.). Apuntes de Cimentaciones.
- Valderrama, C. & Meza, M. (2014). *Influencia de la interacción suelo-estructura en la reducción de los esfuerzos de una edificación aporticada con zapatas aisladas*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Lima, Perú.
- Valenzuela-Beltrán, F., Reyes-Salazar, A., Ruiz, S., Teran A. (2018). Factores de amplificación de resistencia par el diseño de estructuras con asimetría en influencia. *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 99, 48-81.
- Verruijt, A. (2001). *Soil Mechanics*. Delft, Países Bajos.
- Villarino, A. (2010). *Breve Resumen de la Ingeniería Civil. Teoría y cálculo de estructuras*. Escuela Politécnica Superior de Ávila, Ávila, España.

- Villarreal Castro, G. (2009). *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas*. Lima, Perú.
- Wolf, J. (1994). *Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models*. New Jersey, Estados Unidos de América: Prentice Hall.
- Wolf, J. (2011). *Evaluación de daño en edificios considerando los efectos de interacción suelo-estructura*. México D.F, México.
- Yang, H., Feng, Y., Sinha, S., Wang, H., & Jeremic, B., (1991). Energy Dissipation in Soil Structure Interaction. System Geotechnical. *Earthquake Engineering and Soil Dynamics V GSP 292 (11)*, 142-151.

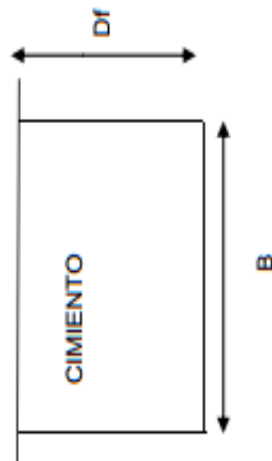
# ANEXOS

**Anexo A: Información geotécnica de las propiedades representativas, obtenida de:**  
***“Apéndice B Características Geotécnicas del Distrito La Molina”*, realizado por el CISMID**  
**(2010); e información del punto de sondaje referencial (MASW 13), obtenida de:**  
***“Informe Microzonificación Sísmica en el Distrito de La Molina”*, realizado por el**  
**CISMID (2010)**

# **ANALISIS DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE - CIMENTACION SUPERFICIAL**

Proyecto : ESTUDIO DE MICRO ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y VULNERABILIDAD EN LA CIUDAD DE LIMA  
 Solicitante : MVCs  
 Localidad : LA MOLINA  
 Ubicación : ZONA I  
 Fecha : AGOSTO 2010

DATOS GENERALES		
Angulo de Fricción	32	°
Cohesión	0	ton/m2
Peso Especifico de Suelo por encima del N.C.	1.95	ton/m3
Peso Especifico de Suelo por debajo del N.C.	1.95	ton/m3
Relación Ancho Largo (B/L)	0.005	
Factor de Seguridad	3	



FORMA	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			FACTORES DE FORMA		
	Nc	Ny	Nq	Sc	Sy	Sq
Continua	35.49	30.21	23.18	1.00	1.00	1.00

## **DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE**

Tipo de Cimentación	Profundidad (m)	Ancho (B) (m)	Qult (Kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)
cimiento corrido	0.80	0.60	6.94	2.31
	1.00	0.60	8.40	2.80
	1.50	0.60	12.08	4.03

### **Sondaje MASW-13**

Este sondaje corresponde a un ensayo MASW, el cual se encuentra conformado por la línea sísmica denominada Línea 13, de 72 m de longitud. La interpretación de estos ensayos genera un sondaje de velocidades de ondas S con resultados confiables hasta una profundidad de 30 m en el punto central de la línea, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato, de 0 a 5m de profundidad, presenta valores de velocidad de propagación de ondas S ( $V_s$ ) de 460 m/s en promedio. Estratigráficamente este material correspondería a un material compuesto por grava pobremente gradada medio densa.

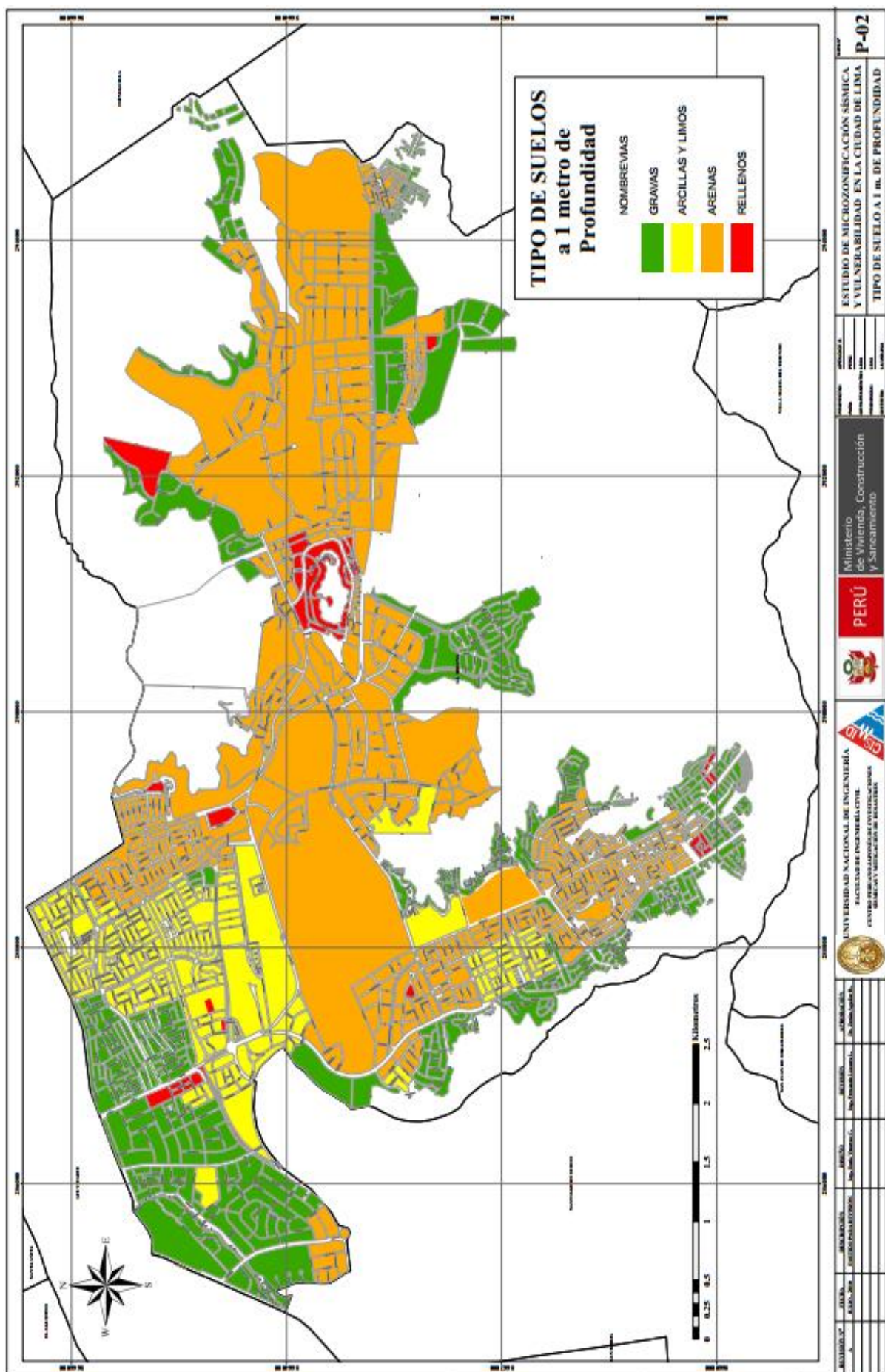
El segundo estrato, de 5 a 20 m de profundidad, presenta valores de velocidad de propagación de ondas S ( $V_s$ ) de 650 m/s en promedio. Estratigráficamente este material correspondería a una grava pobremente gradada densa a muy densa.

El tercer estrato, de 20 a 30 m de profundidad, presenta valores de velocidad de propagación de ondas S ( $V_s$ ) de 750 m/s en promedio. Estos valores de velocidad corresponderían a una grava muy densa.

**Anexo B: Mapas. Mapa de Microzonificación Sísmica, obtenido de: “Informe Microzonificación Sísmica en el distrito de La Molina”, realizado por el CISMID (2010); y Mapa de Tipo de Suelo a 1 metro de profundidad, obtenido de: “Apéndice B Características Geotécnicas del Distrito de La Molina”, realizado por el CISMID (2010)**







**Anexo C: Detalle de Metrado de Cargas aplicadas a columnas de edificación regular.**  
**Fuente: Elaboración Propia**

### Metrado de Cargas

La edificación consta de 5 niveles, sin acceso común a un nivel superior, sin embargo se considerará una sobre carga menor en un sexto nivel como azotea a modo de estimar una mayor capacidad de carga posible (2-5). No se considerará carga de tanque de agua sobre la edificación, asumiendo que esta tiene otro sistema de agua o que el tanque representa ó se encuentra en una estructura aparte. Se presenta el metrado de cargas por elaboración propia para la Edificación A (regular). Las cargas para la Edificación B (irregular) siguen el mismo proceso que las cargas para la estructura regular, con la diferencia que se debe aumentar ciertas cantidades no muy significativas, lo cual se explica en el subtítulo concerniente al predimensionamiento, dentro de la presente tesis. El metrado por elaboración propia es solo a modo de referencia y para el predimensionamiento, ya que los resultados del estudio se basan en lo asignado por el software ETABS.

#### Área 1

Área (m2):

6.012

Columna 1 y 19

<b>Estructura Regular</b>							
<b>Carga Muerta (CM)</b>							
Nivel 1-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Columna (peso propio)				=	972	5	4860
Peso de Vigas				=	1134.750	5	5673.750
Peso de Losas	6.012	*	300	=	1803.516	5	9017.578
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Tabiquería	6.012	*	200	=	1202.344	4	4809.375
Peso de Acabados	6.012	*	100	=	601.172	4	2404.688
Azotea							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Acabados	6.012	*	100	=	601.171875	1	601.172
<b>Carga Viva - Sobrecarga (CV)</b>							
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de niveles	6.012	*	200	=	1202.34375	4	4809.375
Techo							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de techo	6.012	*	100	=	601.171875	1	601.172
<b>Sumatoria</b>							
							<b>Total (kg)</b>
<b>Carga Muerta (CM)Total:</b>							<b>27366.563</b>
<b>Carga Viva - Sobrecarga (CV)</b>							<b>5410.547</b>
<b>Carga Total para Predimensionamiento: 1.4CM + 1.7CV</b>							<b>47511.117</b>

Área (m2):		10.020		Columna 2 y 20			
Estructura Regular							
Carga Muerta (CM)							
Nivel 1-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Columna (peso propio)				=	972	5	4860
Peso de Vigas				=	1476.750	5	7383.750
Peso de Losas	10.020	*	300	=	3005.859	5	15029.297
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Tabiquería	10.020	*	200	=	2003.906	4	8015.625
Peso de Acabados	10.020	*	100	=	1001.953	4	4007.813
Techo							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	
Peso de Acabados	10.020	*	100.000	=	1001.953	1	1001.953
Carga Viva - Sobre Carga (CV)							
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de niveles	10.020	*	200	=	2003.906	4	8015.625
Techo							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de techo	10.020	*	100	=	1001.953	1	1001.953
Sumatoria							
							kg
Carga Muerta (CM) Total							40298.438
Carga Viva - Sobrecarga (CV) Total							9017.578
Carga Total para Predimensionamiento: 1.4CM + 1.7 CV							71747.695

Área (m2):		8.227	Columna 3 y 21				
Estructura Regular							
Carga Muerta (CM)							
Nivel 1-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Columna (peso propio)				=	972	5	4860
Peso de Vigas				=	1323.750	5	6618.750
Peso de Losas	8.227	*	300	=	2467.969	5	12339.844
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Tabiquerías	8.227	*	200	=	1645.313	4	6581.250
Peso de Acabados	8.227	*	100	=	822.656	4	3290.625
Techo							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Acabados	8.227	*	100	=	822.6563	1	822.65625
Carga Viva - Sobrecarga (CV)							
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de niveles	8.227	*	200	=	1645.313	4	6581.25
Techo							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de techo	8.227	*	100	=	822.656	1	822.65625
Sumatoria							
							kg
Carga Muerta (CM) Total							34513.125
Carga Viva - Sobrecarga (CV) Total							7403.906
Carga Total para Predimensionamiento: 1.4CM + 1.7 CV							60905.016

Área (m2):		8.438		Columna 4 y 22			
Estructura Regular							
Carga Muerta (CM)							
Nivel 1-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Columna (peso propio)				=	972	5	4860
Peso de Vigas				=	1341.750	5	6708.750
Peso de Losas	8.438	*	300	=	2531.250	5	12656.250
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Tabiquerías	8.438	*	200	=	1687.500	4	6750
Peso de Acabados	8.438	*	100	=	843.750	4	3375
Te							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	
Peso de Acabados	8.438	*	100	=	843.750	1	843.750
Carga Viva - Sobre Carga (CV)							
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de niveles	8.438	*	200	=	1687.500	4	6750
Techo							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de techo	8.438	*	100	=	843.750	1	843.750
Sumatoria							
							kg
Carga Muerta (CV) Total							35193.750
Carga Viva - Sobrecarga (CV) Total							7593.750
Carga Total para Predimensionamiento: 1.4 CM + 1.7 CV							62180.625

Área (m2):		8.613		Columna 5 y 23			
Estructura Regular							
Carga Muerta (CM)							
Nivel 1-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Columna (peso propio)				=	972	5	4860
Peso de Vigas				=	1356.750	5	6783.750
Peso de Losas	8.613	*	300	=	2583.98438	5	12919.92188
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Tabiquerías	8.613	*	200	=	1722.65625	4	6890.625
Peso de Acabados	8.613	*	100	=	861.328	4	3445.313
Azotea							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	
Peso de Acabados	8.613	*	100	=	861.328125	1	861.328
Carga Viva-Sobrecarga (CV)							
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de niveles	8.613	*	200	=	1722.65625	4	6890.625
Techo							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de techo	8.613	*	100	=	861.328	1	861.328
Sumatoria							
							kg
Carga Muerta (CM) Total							35760.938
Carga Viva - Sobrecarga (CV) Total							7751.953
Carga Total para Predimensionamiento: 1.4CM + 1.7CV							63243.6328

Área (m2):		4.395		Columna 6 y 24			
Estructura Regular							
Carga Muerta (CM)							
Nivel 1-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Columna (peso propio)				=	972	5	4860
Peso de Vigas				=	996.750	5	4983.750
Peso de Losas	4.395	*	300	=	1318.35938	5	6591.797
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Tabiquerías	4.395	*	200	=	878.906	4	3515.625
Peso de Acabados	4.395	*	100	=	439.453	4	1757.813
Techo							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	
Peso de Acabados	4.395	*	100	=	439.453	1	439.45313
Carga Viva-Sobrecarga							
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Cargas de niveles	4.395	*	200	=	878.906	4	3515.625
Techo							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de techo	4.395	*	100	=	439.453	1	439.453
Sumatoria							
							kg
Carga Muerta (CM) Total							22148.438
Carga Viva - Sobrecarga (CV) Total							3955.078
Carga Total para Predimensionamiento: 1.4CM + 1.7 CV							43189.45

Área (m2):		10.287			Columna 7 y 13		
Para Estructura Regular							
Carga Muerta (CM)							
Nivel 1-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Columna (peso propio)				=	972	5	4860
Peso de Vigas				=	1734.750	5	8673.750
Peso de Losa	10.287	*	300	=	3086.016	5	15430.078
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Tabiquería	10.287	*	200	=	2057.344	4	8229.375
Peso de Acabados	10.287	*	100	=	1028.672	4	4114.6875
Techo							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	
Peso de Acabados	10.287	*	100	=	1028.672	1	1028.6719
Carga Viva-Sobrecarga (CV)							
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de niveles	10.287	*	200	=	2057.344	4	8229.375
Techo							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de techo	10.287	*	100	=	1028.672	1	1028.6719
Sumatoria							
							kg
Carga Muerta (CM) Total							42336.563
Carga Viva - Sobrecarga (CV) Total							9258.047
Carga Total para Predimensionamiento: 1.4CM + 1.7 CV							75009.867

Área (m2): 7.520 Columna 12 y 18

Estructura Regular							
Carga Muerta (CM) Total							
Nivel 1-5							
	Área (m2)		Valor (kg/cm2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Columna (peso propio)			=	972	5		4860
Peso de Vigas			=	1596.750	5		7983.750
Peso de Losa	7.520	*	300	=	2255.859	5	11279.297
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/cm2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Tabiquería	7.520	*	200	=	1503.906	4	6015.625
Peso de Acabados	7.520	*	100	=	751.953	4	3007.813
Techo							
	Área (m2)		Valor (kg/cm2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Acabados	7.520	*	100	=	751.953	1	751.95313
Carga Viva - Sobrecarga (CV)							
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/cm2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de niveles	7.52	*	200	=	1503.906	4	6015.625
Techo							
	Área (m2)		Valor (kg/cm2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de techo	7.52	*	100	=	751.953	1	751.95313
Sumatoria							
							kg
Carga Muerta (CM) Total							33898.438
Carga Viva - Sobrecarga (CV) Total							6767.578
Carga Total para Predimensionamiento: 1.4CM + 1.7CV							58962.695

Área (m2): 17.145 Columna 8 y 14

Estructura Regular							
Carga Muerta (CM)							
Nivel 1-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Columna (peso propio)			=	972	5		4860
Peso de Vigas			=	2076.750	5		10383.750
Peso de Losas	17.145	*	300	=	5143.359	5	25716.797
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Tabiquerías	17.145	*	200	=	3428.906	4	13715.625
Peso de Acabados	17.145	*	100	=	1714.453	4	6857.813
Azotea							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Acabados	17.145	*	100	=	1714.453	1	1714.453
Carga Viva - Sobrecarga (CV)							
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de niveles	17.145	*	200	=	3428.906	4	13715.625
Techo							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	
Carga de techo	17.145	*	100	=	1714.453	1	1714.453
Sumatoria							
							kg
Carga Muerta (CM) Total							63248.438
Carga Viva - Sobrecarga (CV) Total							15430.078
Carga Total para Predimensionamiento: 1.4CM + 1.7CV							114778.95



Área (m2):	14.077	Columna 9
Área de vacío (m2):	0.188	
Área de escalera (m2):		
Área de Descanso (m2):	1.563	
Área en planta deTramo Inclinado 1 (m2):	0.938	Área real de Tramo Inclinado (m2): 1.165
Área en planta deTramo Inclinado 2 (m2):	0.313	Área real de Tramo Inclinado (m2): 0.430

Estructura Regular							
Carga Muerta (CM)							
Nivel 1-5							
	Área (m2)		Valor (kg/cm2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Columna (peso propio)			=		972	5	4860
Peso de Vigas			=		1923.750	5	9618.750
Peso de Losas	11.077	*	300	=	3322.9688	5	16614.8438
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/cm2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Tabiquerías	11.077	*	200	=	2215.3125	4	8861.250
Peso de Acabados	11.077	*	100	=	1107.6563	4	4430.625
Azotea							
	Área (m2)		Valor (kg/cm2)		kg	Nº Niveles	
Peso de Acabados	11.077	*	100	=	1107.6563	1	1107.656
Zona en la que se encuentra la escalera							
	Área (m2)		Valor (kg/cm2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Descansos	1.563	*	408	=	637.500	4	2550
Peso de Tramos Inclinaados 1	1.165	*	674.33	=	785.591	4	3142.36219
Peso de Tramos Inclinaados 2	0.430	*	674.33	=	289.960	4	1159.84184
Peso de Acabados de la escalera	3.158	*	100	=	315.750	4	1263
Peso de Losa de techo	3.000	*	300	=	900	1	900
Peso de Acabados de losa de techo	3.000	*	100	=	300	1	300
Carga Viva - Sobrecarga (CV)							
Área sin escalera ni vacíos							
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/cm2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de niveles	11.077	*	200	=	2215.3125	4	8861.250
Techo							
	Área (m2)		Valor (kg/cm2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de techo	11.077	*	100	=	1107.6563	1	1107.656
Zona en la que se encuentra la escalera							
	Área (m2)		Valor (kg/cm2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de Descansos	1.563	*	200	=	312.500	4	1250
Carga de Tramos Inclinaados 1	1.165	*	200	=	233	4	932
Carga de Tramos Inclinaados 2	0.430	*	200	=	86	4	344
Carga de techo	3.000	*	100	=	300	1	300
Sumatoria							
							kg
Carga Muerta (CM) Total							54808.33
Carga Viva - Sobrecarga (CV) Total							12794.91
Carga Total para Predimensionamiento: 1.4CM+ 1.7CV							98483



<b>Área (m2):</b>	<b>14.438</b>	<b>Columna 10</b>
<b>Área de vacío (m2):</b>		
Vacio 1 (m2):	<b>0.188</b>	
Vacio 2 (m2):	<b>2.600</b>	
<b>Área de escalera:</b>		
Área de Descanso (m2):	<b>1.563</b>	
Área de Tramo Inclinado 1 (m2):	<b>0.938</b>	Área de Superficie Inclínada (m2): <b>1.165</b>
Área de Tramo Inclinado 2 (m2):	<b>0.313</b>	Área de Superficie Inclínada (m2): <b>0.430</b>

<b>Estructura Regular</b>							
<b>Carga Muerta (CM)</b>							
Nivel 1-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Columna (peso propio)				=	972	5	4860
Peso de Vigas				=	1941.750	5	9708.750
Peso de Losas	8.838	*	300	=	2651.250	5	13256.250
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Tabiquerías	8.838	*	200	=	1767.500	4	7070
Peso de Acabados	8.838	*	100	=	883.750	4	3535
Azotea							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	
Peso de Acabados	8.838	*	100	=	883.750	1	883.750
Zona en la que se encuentra la escalera							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	
Pesos de Descansos	1.563	*	408	=	637.500	4	2550
Pesos de Tramos Inclínados 1	1.165	*	674.327	=	785.591	4	3142.3622
Pesos de Tramos Inclínados 2	0.430	*	674.327	=	289.960	4	1159.8418
Peso de Acabados de escalera	3.158	*	100	=	315.750	4	1263
Peso de Losa de techo	5.600	*	300	=	1680	1	1680
Pesos de Acabados de losa techo	5.600	*	100	=	560	1	560
<b>Carga Viva - Sobre carga (CV)</b>							
Área sin escalera ni vacíos							
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de niveles	8.838	*	200	=	1767.5	4	7070
Techo							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de techo	8.838	*	100	=	883.75	1	883.750
Zona en la que se encuentra la escalera:							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Cargas de Descansos	1.563	*	200	=	312.500	4	1250
Cargas de Tramos Inclínados 1	1.165	*	200	=	233	4	932
Cargas de Tramos Inclínados 2	0.430	*	200	=	86	4	344
Carga de techo	5.600	*	100	=	560	1	560
<b>Sumatoria</b>							
							<b>kg</b>
<b>Carga Muerta (CM) Total</b>							<b>49668.95</b>
<b>Carga Viva - Sobre Carga (CV) Total</b>							<b>11039.75</b>
<b>Carga Total para Predimensionamiento: 1.4CM + 1.7CV</b>							<b>88304.11</b>

Área (m2): **14.738** Columna 11 y 17  
 Área de Vacío(m2): **2.550**  
 Por lo tanto, el área con que se trabaja es (m2): **12.188**

Para Estructura Regular							
Carga Muerta							
Nivel 1-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	N° Niveles	Total (kg)
Peso de Columna (peso propio)				=	972	5	4860
Peso de Vigas				=	1956.750	5	9783.750
Peso de Losas	12.188	*	300	=	3656.484	5	18282.422
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	N° Niveles	Total (kg)
Peso de Tabiquerías	12.188	*	200	=	2437.656	4	9750.625
Peso de Acabados	12.188	*	100	=	1218.828	4	4875.313
Azotea							
Peso de Acabados	12.188	*	100	=	1218.828	1	1218.828
Carga Viva - Sobre carga							
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	N° Niveles	Total (kg)
Carga de niveles	12.188	*	200	=	2437.656	4	9750.625
Techo							
	Área (m2)		Valor (kg/m2)		kg	N° Niveles	Total (kg)
Carga de techo	12.188	*	100	=	1218.828	1	1218.828
Sumatoria							
							kg
Carga Muerta (CM) Total							<b>48770.938</b>
Carga Viva - Sobrecarga (CV) Total							<b>10969.453</b>
Carga Total para Predimensionamiento: 1.4CM + 1.7CV							<b>86927.383</b>

Área (m2): 14.077

Columna 15

Área de vacío(m2): 0.188

Área de escalera (m2):

Área en planta de Tramo

Inclinado (m2): 0.938

Área Inclinada (m2): 1.165

Para Estructura Regular							
Carga Muerta (CM)							
Nivel 1-5							
	Área (m2)		Valor		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Columna (peso propio)			=	972	5		4860
Peso de Vigas			=	1923.750	5		9618.750
Peso de Losas	12.952	*	300	=	3885.4688	5	19427.3438
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Tabiquerías	12.952	*	200	=	2590.3125	4	10361.250
Peso de Acabados	12.952	*	100	=	1295.1563	4	5180.625
Nivel 2-4							
	Área (m2)		Valor		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Peso de Vigas Chatas			=	165	4		660
Peso extra por losa llena (diferencia)	1.875	*	180	=	337.5	4	1350
Techo							
	Área (m2)		Valor		kg	Nº Niveles	
Peso de Acabados	14.077	*	100	=	1407.6563	1	1407.656
Zona en la que se encuentra la escalera							
	Área (m2)		Valor		kg	Nº Niveles	
Peso de Tramos Inclinados	1.165	*	674.327	=	785.59055	4	3142.362
Peso de Acabados de escalera	1.165	*	100	=	116.500	4	466
Peso de Losa de techo	1.125	*	300	=	337.500	1	337.500
Peso de Acabados de losa techo	1.125	*	100	=	112.500	1	112.500
Carga Viva - Sobrecarga (CV)							
Área sin escalera ni vacíos							
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de niveles	12.952	*	200	=	2590.3125	4	10361.250
Techo							
	Área (m2)		Valor		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de techo	12.952	*	100	=	1295.1563	1	1295.156
Zona en la que se encuentra la escalera:							
	Área (m2)		Valor		kg	Nº Niveles	Total (kg)
Carga de Tramos Inclinados	1.165	*	200	=	233	4	932
Carga de techo	1.125	*	100	=	112.5	1	112.500
Sumatoria							
							kg
Carga Muerta (CM) Total							56923.99
Carga Viva - Sobrecarga (CV) Total							12700.91
Carga Total para Predimensionamiento: 1.4CM + 1.7CV							101285.12

Área (m2): 14.438 Columna 16

Área de vacío (m2):

Vacio 1 (m2): 0.188

Vacío 2 (m2): 2.600

Área de escalera:

Área en planta de Tramo

Área real de Tramo Inclinado

Inclinado (m2): 0.938 (m2): 1.165

Estructura Regular							
Carga Muerta (CM)							
Nivel 1-5							
	Área (m2)		Valor		kg	N° Niveles	Total (kg)
Peso de Columna (peso propio)					972	5	4860
Peso de Vigas			=		1941.750	5	9708.750
Peso de Losa	10.713	*	300	=	3213.750	5	16068.750
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor		kg	N° Niveles	Total (kg)
Peso de Tabiquerías	10.713	*	200	=	2142.5	4	8570
Peso de Acabados	10.713	*	100	=	1071.25	4	4285
Nivel 2-4							
	Área (m2)		Valor		kg	N° Niveles	Total (kg)
Peso de Vigas Chatas			=		165	4	660
Peso extra por losa llena (diferencia)	1.875	*	180	=	337.5	4	1350
Azotea							
	Área (m2)		Valor		kg	N° Niveles	
Peso de Acabados	10.713	*	100	=	1071.250	1	1071.250
Zona en la que se encuentra la escalera							
	Área (m2)		Valor		kg	N° Niveles	Total(kg)
Pesos de Tramos Inclinales	1.165	*	674.327	=	785.590548	4	3142.3622
Pesos de Acabados en escalera	1.165	*	100	=	116.5	4	466
Peso de Losa de techo	3.725	*	300	=	1117.5	1	1117.500
Peso de Acabados de losa techo	3.725	*	100	=	372.5	1	372.500
Carga Viva - Sobrecarga (CV)							
Área sin escalera ni vacíos							
Nivel 2-5							
	Área (m2)		Valor		kg	N° Niveles	Total (kg)
Carga de niveles	10.713	*	200	=	2142.500	4	8570
Techo							
	Área (m2)		Valor		kg	N° Niveles	Total (kg)
Carga de techo	10.713	*	100	=	1071.250	1	1071.250
Zona en la que se encuentra la escalera:							
	Área (m2)		Valor		kg	N° Niveles	Total (kg)
Carga de Tramos Inclinales	1.165	*	200	=	233	4	932
Carga de techo	3.725	*	100	=	372.500	1	372.500
Sumatoria							
							kg
Carga Muerta (CM) Total							51672.11
Carga Viva - Sobrecarga (CV) Total							10945.75
Carga Total para Predimensionamiento: 1.4CM + 1.7CV							90948.73

**Anexo D: Cálculo de la Capacidad de Carga Admisible del Suelo según Terzaghi y Meyerhof. Fuente: Elaboración Propia, siguiendo lo expuesto por Braja Dass (2001) en: *"Principios de Ingeniería de Cimentaciones"*. Características y/o datos geotécnicos obtenidos de: *"Informe Microzonificación Sísmica en el distrito de La Molina"*, realizado por el CISMID (2010); *"Apéndice B Características Geotécnicas del Distrito de La Molina"*, realizado por el CISMID (2010); Villarreal (2009) en: *"Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas"***

### **Cálculo de Capacidad de Carga Admisible del Suelo según Terzaghi y según Meyerhof**

Para cumplir el objetivo de la tesis se debe realizar análisis sísmicos con y sin interacción suelo-estructura a dos edificaciones, una regular y una con irregularidad de piso blando en primer nivel, sobre un suelo rígido; por lo que está decidido utilizar un suelo que se conforme por grava. Adicionalmente, el modelo de interacción suelo-estructura que se aplicará es para zapatas aisladas, por lo que es necesario contar con un suelo que tenga buena capacidad portante. Es por lo mencionado anteriormente que en cuanto al terreno de desplante se decidió utilizar propiedades representativas del subusuelo del distrito de La Molina. Específicamente de la Zona I según su Microzonificación Sísmica, la cual fue realizada por el CISIMID en el año 2010 y se encuentra libre de descarga en Internet.

#### **Características Geotécnicas:**

- Terreno natural conformado por grava compacta o roca.
- Ángulo de Fricción:  $32^\circ$ .
- Peso específico:  $1.95 \text{ tn/m}^3$ .
- Coeficiente de Poisson del Suelo ( $\nu$ ): 0.3.
- Módulo de Elasticidad:  $7000 \text{ tn/m}^2$ .
- Cohesión: Inexistente o no considerada.

### Cálculo de Capacidad de Carga Admisible del Suelo

Para el dimensionamiento de cimentaciones, es necesario obtener el esfuerzo neto del suelo, el cual viene dado por:

$$\sigma_n = \sigma_t - h_f \gamma_{\text{prom.}} - S/C \quad \rightarrow \quad (\text{Se decidió calcular utilizando valores por cada estrato y no mediante un } \gamma_{\text{prom.}}).$$

donde  $\sigma_t = q_{\text{admisible}}$

Se puede obtener la capacidad de carga admisible ( $q_{\text{admisible}}$ ) mediante las ecuaciones de Terzaghi y Meyerhoff.

#### Metodología de Terzaghi

Se puede calcular la capacidad de carga siguiendo la ecuación de Terzaghi. La ecuación dada por Terzaghi en 1943, corresponde al cálculo de la capacidad de carga para una cimentación cuadrada. La ecuación no considera falla por corte local, tampoco se considera modificación por nivel de agua freático.

$$q_u = 1.3 C N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

Datos y consideraciones:

- C: Cohesión del suelo (Inexistente o no considerada) = 0 tn/m<sup>2</sup>

- B: Dimensión de cada lado de la cimentación ó diámetro (propuesto inicialmente) = 1 m.

-  $\gamma$ : Peso específico del suelo: 1.95 tn/m<sup>3</sup>

además:

-  $q$ :  $\gamma \times D_f$

donde:

-  $D_f$ : Profundidad de cimentación, dependiente del suelo y la edificación, según E.050 (2018) debe ser mínimo 0.8 m

Se considerará una profundidad de cimentación (en estrato de grava) de: 1 m

Los siguientes son los factores de carga, los cuales se obtienen según el ángulo de fricción del suelo (32°).

$$N_c = 44.04$$

$$N_q = 28.52$$

$$N_\gamma = 26.87$$

$$\text{Por lo tanto, } q \text{ será: } 1.95 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Finalmente, } q_u \text{ será: } 76.5726 \text{ tn/m}^2 \quad \text{o} \quad 7.657 \text{ kg/cm}^2$$

Para hallar la capacidad de carga bruta admisible ( $q_{\text{adm.}}$ ), se aplica un factor de seguridad (FS), el cual puede adoptar un valor mínimo de 3 para un valor de  $q_{\text{adm.}}(\text{neto})$ , el cual fue tomado en el informe de microzonificación sísmica del CISMID, siendo un factor de rango de seguridad comunmente usado. Para este caso se utilizará un factor de seguridad de 3.5, trabajando así la cimentación con un mayor aseguramiento. Por lo tanto se obtiene:

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_u}{FS} \quad q_{\text{adm}}: \quad 21.878 \text{ tn/m}^2 \quad \text{o} \quad 2.188 \text{ kg/cm}^2$$

#### Metodología de Meyerhof

La metodología presentada por Terzaghi, siguen siendo usada y otorga buenos resultados en cimentaciones, teniendo en cuenta que siempre se tendrán incertidumbres en el cálculo. Sin embargo, la ecuación de Terzaghi vista anteriormente, no aplican en caso de cimentaciones rectangulares, donde  $0 < B/L < 1$ ; tampoco consideran la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación. Surge entonces la ecuación general de la capacidad de carga, propuesta por Meyerhof (1963).

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

donde:

$F_{cs}F_{qs}F_{Ys}$ : Factores de forma =	1.3265709	/	1.31243468	/	0
$F_{cd}F_{qd}F_{Yd}$ : Factores de profundidad =	1.4	/	1.21689723	/	1
$F_{ci}F_{qi}F_{Yi}$ : Factores de inclinación =	1	/	1	/	1

Los siguientes son factores de carga, se obtiene según el ángulo de fricción del suelo ( $32^\circ$ ).

$$\begin{aligned} N_c &= 35.49 \\ N_q &= 23.18 \\ N_Y &= 30.22 \end{aligned}$$

Se utiliza los mismos datos y consideraciones usados para la metodología por Therzagui.

- Cohesión:	0	tn/m2
- Df:	1	m
- $\gamma$ :	1950	g/m3
- B:	1	m
- L:	2	m
- Ángulo ( $\theta$ ):	32	
- q (esfuerzo efectivo al nivel del fondo de cimentación) = Df x $\gamma$ :	1950	kg/m2
- $\gamma_B$ :	1950	kg/m2

#### **Factores de forma:**

$$\begin{aligned} F_{qs}: 1 + \frac{B}{L} \tan \theta & \quad F_{Ys}: 1 - 0.4 \frac{B}{L} & \quad F_{cs}: 1 + \frac{BN_q}{LN_c} \\ F_{qs}: 1.31243 & \quad F_{Ys}: 0.8 & \quad F_{cs}: 1.327 \end{aligned}$$

#### **Factores de Profundidad:**

Condición: a).  $Df / B \leq 1$ , b). Df mayor a 1

$$\begin{aligned} F_{qd}: 1 + 2 \tan \theta (1 - \sin \theta)^2 \tan^{-1} \left( \frac{Df}{B} \right) & \quad F_{Yd}: 1 & \quad F_{cd}: 1 + 0.4 * \left( \frac{Df}{B} \right) \\ F_{qd}: 1.217 & & \quad F_{cd}: 1.4 \end{aligned}$$

#### **Factores de Inclinación:**

$$\begin{aligned} F_{ci} = F_{qi} &= \left( 1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right)^2 & \quad F_{Yi} = F_{qi} &= \left( 1 - \frac{\beta}{\theta^\circ} \right)^2 \\ \text{Donde } \beta: & 0 & \quad \text{Donde } \beta: & 0 \\ F_{qi}, F_{ci}: & 1 & \quad F_{Yi}: & 1 \end{aligned}$$

Obteniendo qu: 95762.032 kg/m2 o 9.576 kg/cm2  
Para obtener el qadm, se utilizará, del mismo modo que el cálculo por Terzaghi, un Factor de Seguridad de 3.5.

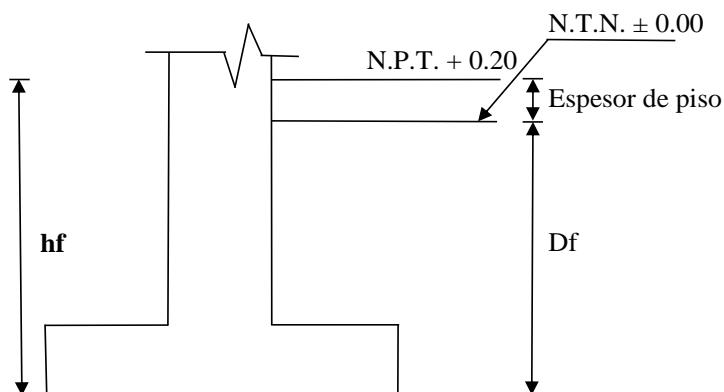
Por lo tanto, qadmisible: 27.361 tn/m2 o 2.736 kg/cm2



**Anexo E: Dimensionamiento de zapatas. Fuente: Elaboración Propia, siguiendo lo expuesto por Roberto Morales (2005) en: “*Cimentaciones*”**

### **Predimensionamiento de zapatas de Edificación A**

### Predimensionamiento de zapatas de esquina



Para el predimensionamiento, las zapatas se encuentran numeradas según su área tributaria correspondiente.

Se calculará  $\sigma_n$  considerando el peso específico de cada material y su altura respectiva, no promediado (ver **Subtítulo 3.15.2.1.**).

#### Cargas

Zapata	Pd (tn)	Pl (tn)	$\sigma_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )
<b>1</b>	<b>27.680</b>	<b>5.390</b>	<b>2.736</b>
6	22.540	3.960	2.736
<b>19</b>	<b>27.680</b>	<b>5.390</b>	<b>2.736</b>
24	22.540	3.960	2.736

→ (Zapatas más cargadas)

$\gamma_c$ (tn/m <sup>3</sup> )
2.4

#### Datos

<b>Df (m)</b>	1	<b>f'c (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	210	<b>f'y (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	4200
<b><math>\gamma_{suelo}</math> (tn/m<sup>3</sup>)</b>	1.95	<b>S/C (primer piso)</b>	500	<b>Espesor de piso (m)</b>	0.2

Dimensiones de columna (m): 0.5 (X) y 0.3 (Y)

Se considerará una altura inicial de zapata de 50 cm.

#### $\sigma_n$ : Esfuerzo neto del terreno

Zapata	$\sigma_n$ (tn/m <sup>2</sup> )
<b>1</b>	<b>19.706</b>
6	19.706
<b>19</b>	<b>19.706</b>
24	19.706

### Áreas y dimensiones de zapatas

Área requerida de zapata (m2)	
1	1.678
6	1.345
19	1.678
24	1.345

Zapata	Dimensiones iniciales en metros de a (X) y b (Y)		Área (m2)	¿Cumple área requerida?
1	1.35	1.35	1.8225	VERDADERO
6	1.20	1.2	1.44	VERDADERO
19	1.30	1.3	1.69	VERDADERO
24	1.20	1.2	1.44	VERDADERO

Se debe cumplir que:  $L_{v1} = L_{v2}$

$L_{v1} = L_{v2}$ : Dimensión de zapata T - Dimensión de columna 2) / 2 = (Dimensión S de zapata - Dimensión de columna 1) / 2

Los lados de zapata se definen como T y S, siendo X. y Y respectivamente, donde:

$T = (\text{Dimensión inicial de zapata a} + (\text{Dimensión 2 de columna} - \text{Dimensión 1 de columna})) / 2$

$S = (\text{Dimensión inicial de zapata b} - (\text{Dimensión 2 de columna} - \text{Dimensión 1 de columna})) / 2$

Dimensiones de zapata (m)				
Zapata	T (m)	S (m)	T (m) a utilizar	S (m) a utilizar
1	1.45	1.25	1.45	1.25
6	1.3	1.1	1.3	1.1
19	1.4	1.2	1.4	1.2
24	1.3	1.1	1.3	1.1

Zapata	Lv1 (m)	Lv2 (m)
1	0.475	0.475
6	0.4	0.4
19	0.475	0.45
24	0.4	0.4

Se trabajará con la zapata 1 o 19 (iguales) por tener mayor carga, uniformizando todas las zapatas de esquina.

### Reacción Neta del Terreno

$$W_{nu} \left( \frac{tn}{m^2} \right) = \frac{P_u}{A_{zap.}}$$

$P_u$  (incluye las cargas mayoradas):  $1.4 P_d + 1.7 P_l$ ; según el artículo 9.2.1. de la E.060 (2009).

$P_d$  (tn): 27.680

$P_l$  (tn): 5.390

$P_u$  (tn): 47.915

$W_{nu}$  (tn/m<sup>2</sup>): 26.436

### Dimensionamiento de la altura hz de la zapata

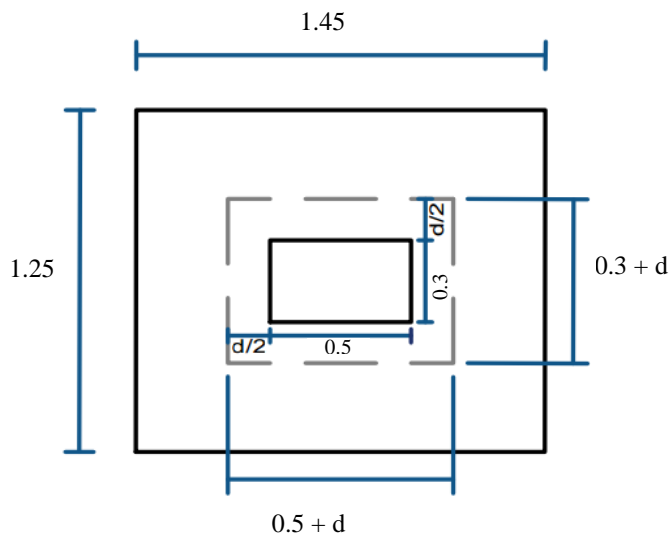
#### Por punzonamiento

$$V_c = \frac{V_u}{\phi}$$

$\phi$ : 0.75

$$V_u = (P_u - W_{nu} * (0.5 + d)(0.3 + d))$$

$$V_c = \frac{(P_u - W_{nu} * (0.5 + d)(0.3 + d))}{\phi} \dots\dots(1)$$



Longitudes en zapatas de esquina para determinar su altura (m).

$$\beta_c = \frac{D_{\text{mayor}}}{D_{\text{menor}}} < 2$$

$$\beta_c: 1.667$$

$$V_c = 0.27 \left( 2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o * d \leq 1.06 \sqrt{f'_c} b_o * d$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o * d \dots \dots \dots (2)$$

$$(1) = (2): 47.915 - 26.436*(0.15 + 0.8d + d^2) = 0.75*1.06*\sqrt{210}*10*(1.6d + 4d^2)$$

donde:  $b_o$  = Perímetro de los planos de falla.

$$\text{Por lo que } b_o = 2*(0.5 + d) + 2(0.3 + d) = 1.6 + 4d$$

$$\text{y } b_o * d = 1.6d + 4d^2$$

$$\begin{array}{rclclcl} \text{Resolviendo:} & 47.915 - 26.436*(0.15 + 0.8d + d^2) & = & 115 & * & (1.6d + 4d^2) \\ -3.965 & - & 21.149 d & - & 26.436 d^2 & = & 184.330 d & + & 460.826 d^2 & - & 47.915 \\ 43.950 & & & & 205.479 d & + & 487.2616 d^2 & & & & \\ 1 & & & & 4.675 d & + & 11.08682 d^2 & & & & \\ 1 & & & & 1 & & & & & & \end{array}$$

Tabulando	<b>0.156103</b>
-----------	-----------------

$$\text{Por lo tanto: } d \text{ (m)} = \mathbf{0.156}$$

La distancia de sección crítica (d) es similar a la distancia de peralte efectivo (altura sin recubrimiento y sin la varilla o sin parte de ella), es decir, se asume un valor de h (altura total) en base al d obtenido. De acuerdo al valor de h, el cual incluye el recubrimiento y el número de varilla (diámetro) a usarse, se obtendrá un dpromedio.

USAR:

h (m): 0.3 VERDADERO

$\phi$  (N° de varilla): 3/4" → diámetro en cm: 1.91

r (cm) 7.5 (recubrimiento, mínimo 7 cm según el artículo 7.7.1. de la E.060 (2009)).

Hallar dpromedio de la siguiente manera:  $h - (r - \phi)$

$$dprom \text{ (m): } \mathbf{0.2059}$$

#### Verificación por cortante: $V_c > V_n$

$$V_{du} = (W_u * S)(L_v - d)$$

$$V_n = V_{du} / \phi$$

$$V_{du} \text{ (cm): } 8.892$$

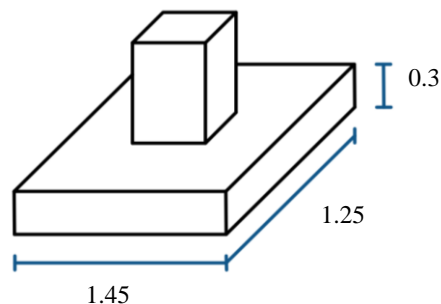
$$V_n \text{ (tn): } 11.856$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_o * d \longrightarrow b = S$$

$$V_c \text{ (tn): } 19.768$$

Por lo tanto:

$$V_c > V_n: \text{ VERDADERO}$$



Dimensiones de zapatas de esquina (m).

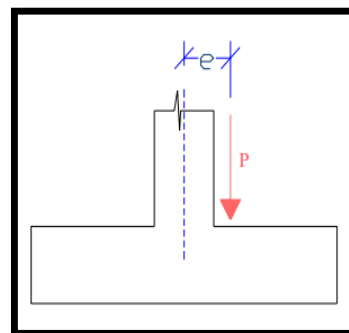
## Dimensionamiento considerando carga excéntrica

### Excentricidad alrededor de 2 ejes

Todas los tipos de zapatas utilizadas tienen columnas centrales; sin embargo, las zapatas de esquina y las centrales exteriores tienen cierta excentricidad debido a que en zapatas de esquina y zapatas centrales exteriores, la o las vigas (de la edificación) se alinean al borde de su columna respectiva, por lo que la carga no coincide en el mismo centro de la columna (diferencias de 12.5 cm en X y 2.5 cm en Y, pudiendo tener una o ambas diferencias). Las excentricidades fueron consideradas al realizar el modelamiento de las edificaciones en ETABS. Para este cálculo, se tomará la suma del momento por Carga de Servicio y el momento producido por Análisis Estático en Y en la columna 12, por ser el resultado más crítico.

Datos:

Dimensiones de columna (m):	0.5 (X)	y	0.3 (Y)
Pd:	22.540	tn	
Pl:	3.960	tn	
Mx (tn.m) :	9.4757	(del ETABS)	
My (tn.m) :	7.2703	(del ETABS)	
ex (m) =	0.358	; siendo $ex = Mx / (Pd + Pl)$	
ey (m) =	0.274	; siendo $ey = My / (Pd + Pl)$	
Df:	1	m	
hf:	1.2	m	
Ym:	1.95	tn/m <sup>3</sup>	
S/C (primer piso):	500	kg/cm <sup>2</sup>	
σn:	19.706	tn/m <sup>2</sup>	→
σt:	2.74	kg/cm <sup>2</sup>	



Carga excéntrica  
Fuente: Morales

Amplificación:  $1.3\sigma = 25.6173 \text{ tn/m}^2$

Condición:  $\sigma_{\text{máx.}} < \sigma_n$

Tanteo:

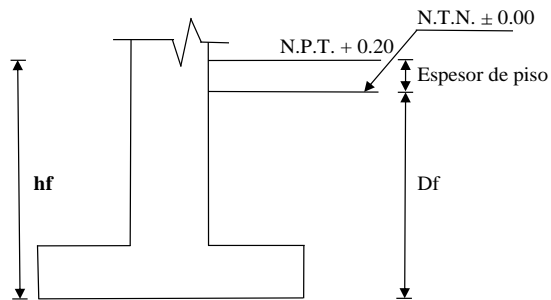
T:	1.45	m	,	S:	1.25	m
c1:	0.725	m				
c2:	0.625	m				
I1:	0.236	m <sup>4</sup>				
I2:	0.318	m <sup>4</sup>				

$$\sigma_{\text{máx.}} = \frac{P}{Az} + \frac{(P)(e1)(c1)}{I1} + \frac{(P)(e2)(c2)}{I2} \rightarrow 15.055 \text{ tn/m}^2$$

$\sigma_{\text{máx.}} < \sigma_n$  VERDADERO

Se utilizan las mismas dimensiones obtenidas en el predimensionamiento sin considerar carga de excentricidad.

### Predimensionamiento de zapatas centrales exteriores



Para el predimensionamiento, las zapatas se encuentran numeradas según su área tributaria correspondiente.

Se calculará  $\sigma_n$  considerando el peso específico de cada material y su altura respectiva, no promediado (ver **Subtítulo 3.15.2.1**).

#### **Cargas**

Zapata	Pd (tn)	Pl (tn)	$\sigma_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )
2	39.030	8.520	2.736
3	34.950	7.470	2.736
4	35.180	7.500	2.736
5	34.300	7.220	2.736
<b>7</b>	<b>42.000</b>	<b>9.160</b>	<b>2.736</b>
12	33.460	6.630	2.736
<b>13</b>	<b>42.000</b>	<b>9.160</b>	<b>2.736</b>
18	33.460	6.630	2.736
20	39.030	8.520	2.736
21	34.950	7.470	2.736
22	35.180	7.500	2.736
23	34.300	7.220	2.736

→ (Zapatas más cargadas)

$\gamma_c$ (tn/m <sup>3</sup> )
2.4

#### **Datos**

<b>Df (m)</b>	1	<b>f'c (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	210	<b>f'y (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	4200
<b><math>\gamma_{\text{suelo}}</math> (tn/m<sup>3</sup>)</b>	1.95	<b>S/C (primer piso)</b>	500	<b>Espesor de piso (m)</b>	0.2

Dimensiones de columna (m): 0.5 (X) y 0.3 (Y)

Se considerará una altura inicial de zapata de 50 cm.

#### **$\sigma_n$ : Esfuerzo neto del terreno**

Zapata	$\sigma_n$ (tn/m <sup>2</sup> )
2	19.706
3	19.706
4	19.706
5	19.706
<b>7</b>	<b>19.706</b>
12	19.706

Zapata	$\sigma_n$ (tn/m <sup>2</sup> )
13	19.706
18	19.706
20	19.706
21	19.706
22	19.706
23	19.706



### Áreas y dimensiones de zapatas

Área requerida de zapata (m2)	
2	2.413
3	2.153
4	2.166
5	2.107
<b>7</b>	<b>2.596</b>
12	2.034

Área requerida de zapata (m2)	
<b>13</b>	<b>2.596</b>
18	2.034
20	2.413
21	2.153
22	2.166
23	2.107

Zapata	Dimensiones iniciales en metros de a (X) y b (Y)		Área (m2)	¿Cumple área requerida?
2	1.6	1.6	2.56	VERDADERO
3	1.5	1.5	2.25	VERDADERO
4	1.5	1.5	2.25	VERDADERO
5	1.5	1.5	2.25	VERDADERO
<b>7</b>	<b>1.65</b>	<b>1.65</b>	<b>2.7225</b>	<b>VERDADERO</b>
12	1.45	1.45	2.1025	VERDADERO
<b>13</b>	<b>1.65</b>	<b>1.65</b>	<b>2.7225</b>	<b>VERDADERO</b>
18	1.45	1.45	2.1025	VERDADERO
20	1.6	1.6	2.56	VERDADERO
21	1.5	1.5	2.25	VERDADERO
22	1.5	1.5	2.25	VERDADERO
23	1.5	1.5	2.25	VERDADERO

Se debe cumplir que:  $L_{v1} = L_{v2}$  (del mismo modo que en los otros tipos de zapata)

Dimensiones de zapata (m)				
Zapata	T (m)	S (m)	T (m) a utilizar	S (m) a utilizar
2	1.7	1.5	1.7	1.5
3	1.6	1.4	1.6	1.4
4	1.6	1.4	1.6	1.4
5	1.6	1.4	1.6	1.4
<b>7</b>	<b>1.75</b>	<b>1.55</b>	<b>1.75</b>	<b>1.55</b>
12	1.55	1.35	1.55	1.35
<b>13</b>	<b>1.75</b>	<b>1.55</b>	<b>1.75</b>	<b>1.55</b>
18	1.55	1.35	1.55	1.35
20	1.7	1.5	1.7	1.5
21	1.6	1.4	1.6	1.4
22	1.6	1.4	1.6	1.4
23	1.6	1.5	1.6	1.5

Zapata	Lv1 (m)	Lv2 (m)
2	0.6	0.6
3	0.55	0.55
4	0.6	0.55
5	0.55	0.55
7	0.625	0.625
12	0.525	0.525

Zapata	Lv1 (m)	Lv2 (m)
13	0.525	0.625
18	0.425	0.525
20	0.6	0.6
21	0.55	0.55
22	0.55	0.55
23	0.55	0.6

Se trabajará con la zapata 7 o 13 (iguales) por tener mayor carga, uniformizando todas las zapatas centrales exteriores.

### Reacción Neta del Terreno

$$W_{nu} \left( \frac{T_n}{m^2} \right) = \frac{P_u}{A_{zap.}}$$

$P_u$  (incluye las cargas mayoradas):  $1.4 P_d + 1.7 P_l$ ; según el artículo 9.2.1 de la E.060 (2009).

$P_d$  (tn): 42.000

$P_l$  (tn): 9.160

$P_u$  (tn): 74.372

$W_{nu}$  (tn/m<sup>2</sup>): 27.418

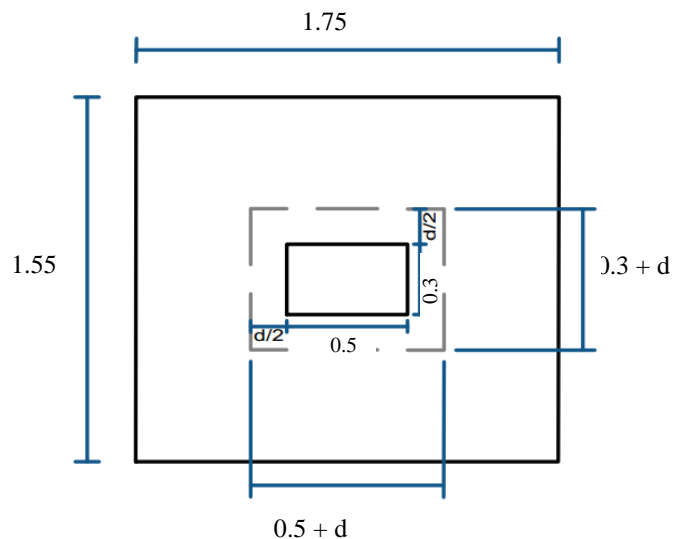
### Dimensionamiento de la altura hz de la zap Por punzonamiento

$$V_c = \frac{V_u}{\phi}$$

$\phi$ : 0.75

$$V_u = (P_u - W_{nu} * (0.5 + d)(0.3 + d))$$

$$V_c = \frac{(P_u - W_{nu} * (0.5 + d)(0.3 + d))}{\phi} \dots\dots(1)$$



Longitudes en zapatas centrales exteriores para determinar su altura (m).

$$\beta_c = \frac{D_{\text{mayor}}}{D_{\text{menor}}} < 2$$

$$\beta_c: 1.667$$

$$V_c = 0.27 \left( 2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \leq 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d \dots \dots \dots (2)$$

$$(1) = (2): 74.372 - 27.418(0.15 + 0.8d + d^2) = 0.75 * 1.06 * \sqrt{210} * 10 * (1.6d + 4d^2)$$

donde:  $b_o$  = Perímetro de los planos de falla.

$$\text{Por lo que } b_o = 2*(0.5 + d) + 2*(0.3 + d) = 1.6 + 4d$$

$$\text{y } b_o * d = 1.6d + 4d^2$$

Resolviendo:	$74.372 - 29.165(0.15 + 0.8d + d^2)$	$=$	$115$	$*$	$(1.6d + 4d^2)$
$-4.113$	$-$	$21.935$	$-$	$27.418 d^2$	$=$
$70.259$	$=$	$206.265 d$	$+$	$488.244 d^2$	$- 74.372$
$1$	$=$	$2.936 d$	$+$	$6.949 d^2$	
$1$	$=$	$1$			

Tabulando	<b>0.221627</b>
-----------	-----------------

Por lo tanto:  $d \text{ (m)} = 0.222$

La distancia de sección crítica (d) es similar a la distancia de peralte efectivo (altura sin recubrimiento y sin la varilla o sin parte de ella), es decir, se asume un valor de h (altura total) en base al d obtenido. De acuerdo al valor de h, el cual incluye el recubrimiento y la varilla (diámetro) a usarse, se obtendrá un dpromedio.

USAR:

h (m): 0.32 VERDADERO

$\phi$  (N° de varilla): 3/4" → diámetro en cm: 1.91

r (cm) 7.5 (recubrimiento, mínimo 7 cm según el artículo 7.7.1. de la E.060, (2009)).

Hallar dpromedio de la siguiente manera:  $h - (r - \phi)$

dprom (m): **0.2259** Se considerará una altura de zapata de 0.35 m.

### Verificación por cortante: $V_c > V_n$

$$V_{du} = (W_u * S)(L_v - d)$$

$$V_n = V_{du} / \phi$$

$$V_{du} \text{ (cm): } 15.386$$

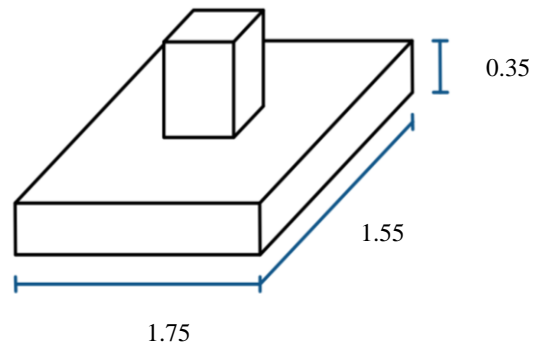
$$V_n \text{ (tn): } 20.514$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} b_o d \longrightarrow b = S$$

$$V_c \text{ (tn): } 26.893$$

Por lo tanto:

$V_c > V_n$ : VERDADERO



Dimensiones de zapatas centrales exteriores (m).

## Dimensionamiento considerado excentricidad de carga

### Excentricidad alrededor de 1 eje

Todos los tipos de zapatas utilizadas tienen columnas centrales; sin embargo, las zapatas de esquina y las centrales exteriores tienen cierta excentricidad debido a que en zapatas de esquina y zapatas centrales exteriores, la o las vigas (de la edificación) se alinean al borde de su columna respectiva, por lo que la carga no coincide en el mismo centro de la columna (diferencias de 12.5 cm en X y 2.5 cm en Y, pudiendo tener una o ambas diferencias). Las excentricidades fueron consideradas al realizar el modelamiento de las edificaciones en ETABS. Para este cálculo, se tomará la suma del momento por Carga de Servicio y el momento producido por Análisis Estático en Y en la columna 12, por ser el resultado más crítico.

Datos:

Dimensiones de columna (m):	0.5 (X)	y	0.3 (Y)
Pd:	33.460	tn	
Pl:	6.630	tn	
Momento en columna en y:	6.3473	tn.m	(del ETABS)
Df:	1	m	
hf:	1.2	m	
Ym	1.95	tn/m <sup>3</sup>	
S/C (primer piso)	500	kg/cm <sup>2</sup>	
$\sigma_n$	19.706	tn/m <sup>2</sup>	→ Amplificación: $1.3\sigma_n = 25.6173$ tn/m <sup>2</sup>
$\sigma_t$	2.74	kg/cm <sup>2</sup>	

Siendo: Momento en columna en y ( $M_y$ ) = Peso (P) \* Excentricidad (e)

Por tanto:  $e = M_y / (P_d + P_l)$   $e = 0.1583$  m.

$e < T/6$

Tanteo

T:	1.8	m.
----	-----	----

$$\sigma_1 = \frac{P}{A_z} + \frac{6Pe}{ST^2} \rightarrow \sigma_1 S = \frac{P}{T} + \frac{6Pe}{T^2}$$

Resolviendo:

$$\sigma_1 S = 34.0265 \text{ tn/m}$$

donde:  $\sigma_1 = \sigma_n$

$$S \text{ (m)} = 1.7267 \rightarrow 1.60 \text{ m. (Se verificará si cumple con 1.60 m)}$$

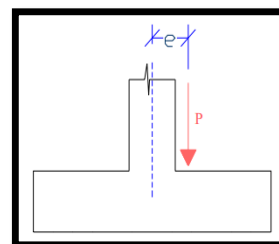
$$\text{Área obtenida: } = 2.88 \text{ m}^2 \geq \text{Área anterior (m}^2\text{): } 2.7125 \text{ VERDADERO}$$

Resolviendo:  $\sigma_1, \sigma_2 < \sigma_n$

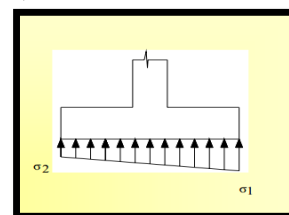
$$\sigma_1 = \frac{P}{A_z} + \frac{6Pe}{ST^2} \rightarrow \begin{aligned} \sigma_n &= 19.7056 \text{ tn/m}^2 \\ \sigma_1 &= 21.2666 \text{ tn/m}^2 \\ \sigma_1 &< 1.3\sigma_n \text{ VERDADERO} \end{aligned}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A_z} - \frac{6Pe}{ST^2} \rightarrow \begin{aligned} \sigma_2 &= 6.573727 \text{ tn/m}^2 \\ \sigma_2 &< 1.3\sigma_n \text{ VERDADERO} \end{aligned}$$

Dimensiones en X y Y de zapatas centrales exteriores considerando carga excéntrica: 1.8 m x 1.6 m

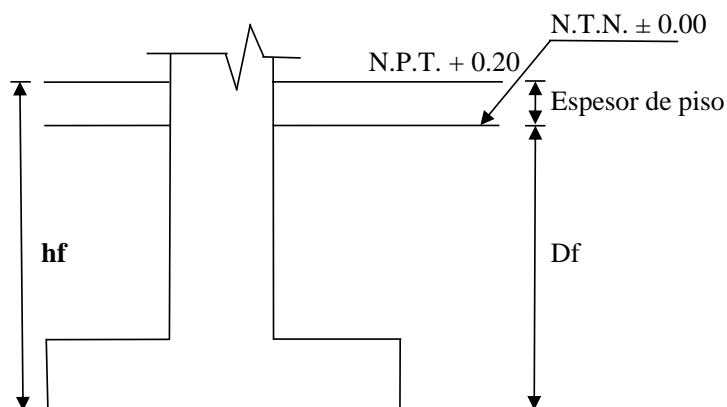


Carga excéntrica.  
Fuente: Morales (2006).



Distribución de esfuerzos.  
Fuente: Morales (2006).

### Predimensionamiento de zapatas centrales



Para el predimensionamiento, las zapatas se encuentran numeradas según su área tributaria correspondiente.

Se calculará  $\sigma_n$  considerando el peso específico de cada material y su altura respectiva, no promediado (ver **Subtítulo 3.15.2.1.**).

#### Cargas

Zapata	Pd (tn)	Pl (tn)	$\sigma_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )
<b>8</b>	<b>60.05</b>	<b>14.43</b>	<b>2.736</b>
9	51.89	11.79	2.736
10	44.83	9.55	2.736
11	44.76	9.74	2.736
<b>14</b>	<b>60.05</b>	<b>14.43</b>	<b>2.736</b>
15	55.20	12.57	2.736
16	50.87	11.00	2.736
17	44.76	9.74	2.736

→ (Zapatas más cargadas)

$\gamma_c$ (tn/m <sup>3</sup> )
2.4

#### Datos

<b>Df (m)</b>	1	<b>f'c (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	210	<b>f'y (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	4200
<b><math>\gamma_{\text{suelo}}</math> (tn/m<sup>3</sup>)</b>	1.95	<b>S/C (primer piso)</b>	500	<b>Espesor de piso (m)</b>	0.2

Dimensiones de columna (m): 0.5 (X) y 0.3 (Y)

Se considerará una altura inicial de zapata de 50 cm.

#### $\sigma_n$ : Esfuerzo neto del terreno

Zapata	$\sigma_n$ (tn/m <sup>2</sup> )
<b>8</b>	<b>19.706</b>
9	19.706
10	19.706
11	19.706
<b>14</b>	<b>19.706</b>

Zapata	$\sigma_n$ (tn/m <sup>2</sup> )
15	19.706
16	19.706
17	19.706

### Áreas y dimensiones de zapatas

Área requerida de zapata (m2)	
8	3.780
9	3.232
10	2.760
11	2.766

Área requerida de zapata	
14	3.780
15	3.439
16	3.140
17	2.766

Zapata	Dimensiones iniciales en metros de a (X) y b (Y)		Área (m2)	¿Cumple área requerida?
8	2.00	2.00	4.00	VERDADERO
9	1.85	1.85	3.42	VERDADERO
10	1.75	1.75	3.06	VERDADERO
11	1.70	1.70	2.89	VERDADERO
14	2.00	2.00	4.00	VERDADERO
15	1.90	1.90	3.61	VERDADERO
16	1.80	1.80	3.24	VERDADERO
17	1.70	1.70	2.89	VERDADERO

Se debe cumplir que:  $L_{v1} = L_{v2}$

$L_{v1} = L_{v2}$ : Dimensión de zapata T - Dimensión de columna 2) / 2 = (Dimensión S de zapata - Dimensión de columna 1) / 2

Los lados de zapata se definen como T y S, siendo X. y Y respectivamente, donde:

$T = (\text{Dimensión inicial de zapata a} + (\text{Dimensión 2 de columna} - \text{Dimensión 1 de columna})) / 2$

$S = (\text{Dimensión inicial de zapata b} - (\text{Dimensión 2 de columna} - \text{Dimensión 1 de columna})) / 2$

Dimensiones de zapata (m)				
Zapata	T (m)	S (m)	T (m) a utilizar	S (m) a utilizar
8	2.1	1.9	2.1	1.9
9	1.95	1.75	1.95	1.75
10	1.85	1.65	1.85	1.65
11	1.8	1.6	1.8	1.6
14	2.1	1.9	2.1	1.9
15	2	1.8	2	1.8
16	1.9	1.7	1.9	1.7
17	1.8	1.6	1.8	1.6

Zapata	Lv1 (m)	Lv2 (m)
8	0.8	0.8
9	0.725	0.725
10	0.675	0.675
11	0.65	0.65
14	0.8	0.8
15	0.75	0.75
16	0.7	0.7
17	0.65	0.65

Se trabajará con la zapata 8 o 15 (iguales) por tener mayor carga, uniformizando todas las zapatas centrales.

### Reacción Neta del Terreno

$$W_{nu} \left( \frac{tn}{m^2} \right) = \frac{P_u}{A_{zap.}}$$

$P_u$  (incluye las cargas mayoradas):  $1.4 P_d + 1.7 P_l$ ; según el artículo 9.2.1. de la E. 060 (2009).

$P_d$  (tn): 60.05

$P_l$  (tn): 14.43

$P_u$  (tn/m<sup>2</sup>): 108.601

$W_{nu}$  (t/m<sup>2</sup>): 27.218

### Dimensionamiento de la altura hz de la zapata

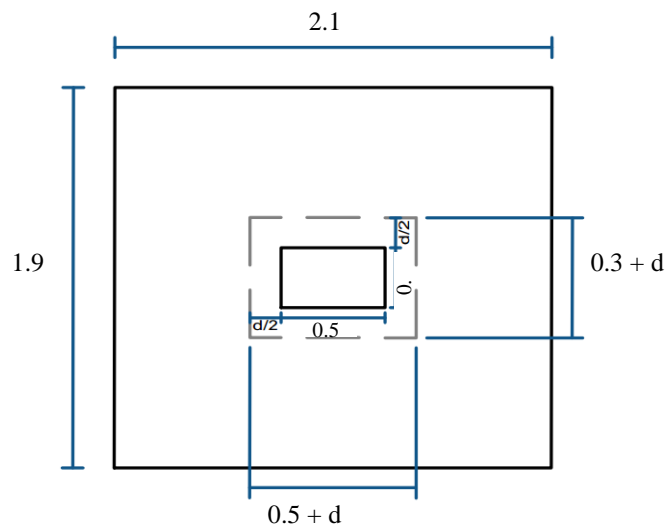
#### Por punzonamiento

$$V_c = \frac{V_u}{\phi}$$

$\phi$ : 0.75

$$V_u = (P_u - W_{nu} * (0.5 + d)(0.3 + d))$$

$$V_c = \frac{(P_u - W_{nu} * (0.5 + d)(0.3 + d))}{\phi} \dots\dots(1)$$



Longitudes en zapatas centrales para determinar su altura (m).

$$\beta_c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}} < 2$$

$$\beta_c: 1.667$$

$$V_c = 0.27 \left( 2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \leq 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d \dots \dots \dots (2)$$

donde:  $b_o$  = Perímetro de los planos de falla.

$$\text{Por lo que } b_o = 2*(0.5 + d) + 2(0.3 + d) = 1.6 + 4d$$

$$\text{y } b_o*d = 1.6d + 4d^2$$

$$(1) = (2): 108.601 - 7.218*(0.15 + 0.8d + d^2) = 0.75*1.06*\sqrt{210}*10*(1.6d + 4d^2)$$

Resolviendo:	- 27.218*(0.15 + 0.8d + d <sup>2</sup> )	=	115	*	(1.6d + 4d <sup>2</sup> )
-4.083	- 21.775 d	- 27.218 d <sup>2</sup>	=	184.330 d	+ 460.826 d <sup>2</sup> - 108.601
104.518	=	206.105 d	+	488.044 d <sup>2</sup>	
1	=	1.972 d	+	4.669463 d <sup>2</sup>	
1	=	0.993563197			

Tabulando	<b>0.296157</b>
-----------	-----------------

$$\text{Por lo tanto: } d \text{ (m)} = \mathbf{0.2962}$$

La distancia de sección crítica (d) es similar a la distancia de peralte efectivo (altura sin recubrimiento y sin la varilla o sin parte de ella), es decir, se asume un valor de h (altura total) en base al d obtenido. De acuerdo al valor de h, el cual incluye el recubrimiento y la varilla (diámetro) a usarse, se obtendrá un dpromedio.

USAR:

h (m): 0.4 VERDADERO

$\phi$  (N° de varilla): 3/4" → diámetro en cm: 1.91

r (cm) 7.5 (recubrimiento, mínimo 7 cm según el artículo 7.7.1 de la E.060 (2009)).

Hallar dpromedio de la siguiente manera:  $h - (r + \phi)$

$$dprom \text{ (m): } \mathbf{0.3059}$$

#### Verificación por cortante: $V_c > V_n$

$$V_{du} = (W_u * S)(L_v - d)$$

$$V_n = V_{du} / \phi$$

$$V_{du} \text{ (cm): } 25.552$$

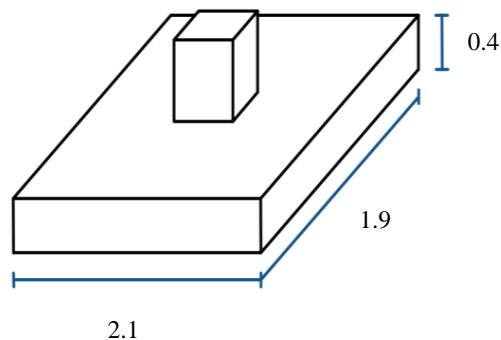
$$V_n \text{ (tn): } 34.070$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d \longrightarrow b = S$$

$$V_c \text{ (tn): } 44.639$$

Por lo tanto:

$V_c > V_n$ : VERDADERO

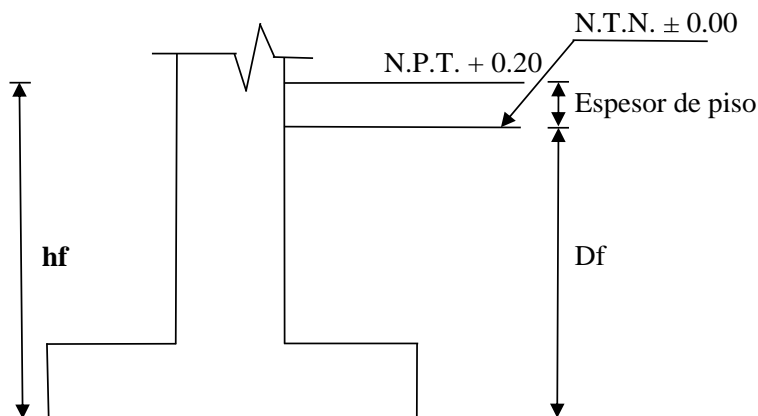


Dimensiones de zapatas centrales (m).



### **Predimensionamiento de zapatas de Edificación B**

### Predimensionamiento de zapatas de esquina



Para el predimensionamiento, las zapatas se encuentran numeradas según su área tributaria correspondiente.

Se calculará  $\sigma_n$  considerando el peso específico de cada material y su altura respectiva, no promediado (ver **Subtítulo 3.15.2.1**).

#### Cargas

Zapata	Pd (tn)	Pl (tn)	$\sigma_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	28.420	5.460	2.736
6	23.280	4.020	2.736
19	28.420	5.460	2.736
24	23.280	4.020	2.736

→ (Zapatas más cargadas)

$\gamma_c$ (tn/m <sup>3</sup> )
2.4

#### Datos

Df (m)	1	$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	210	$f'_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
$\gamma_{\text{suelo}}$ (tn/m <sup>3</sup> )	1.95	S/C (primer piso)	500	Espesor de piso (m)	0.2

Dimensiones de la columna (m): 0.5 (X) y 0.3 (Y)

Se considerará una altura inicial de zapata de 50 cm

#### $\sigma_n$ : Esfuerzo neto del terreno (tn/m<sup>2</sup>)

Zapata	$\sigma_n$
1	19.706
6	19.706
19	19.706
24	19.706

### Áreas y dimensiones de zapatas

Área requerida de zapata (m2)	
<b>1</b>	1.719
6	1.385
<b>19</b>	<b>1.719</b>
24	1.385

Zapata	Dimensiones iniciales en metros de a (X) y b (Y)		Área (m2)	¿Cumple área requerida?
<b>1</b>	<b>1.35</b>	<b>1.35</b>	<b>1.823</b>	VERDADERO
6	1.20	1.2	1.44	VERDADERO
<b>19</b>	<b>1.35</b>	<b>1.35</b>	<b>1.823</b>	<b>VERDADERO</b>
24	1.20	1.2	1.44	VERDADERO

Se debe cumplir que:  $L_{v1} = L_{v2}$

$L_{v1} = L_{v2}$ : Dimensión de zapata T - Dimensión de columna 2) / 2 = (Dimensión S de zapata - Dimensión de columna 1) / 2

Los lados de zapata se definen como T y S, siendo X. y Y respectivamente, donde:

$T = (\text{Dimensión inicial de zapata a} + (\text{Dimensión 2 de columna} - \text{Dimensión 1 de columna})) / 2$

Dimensiones de zapata (m)				
Zapata	T (m)	S (m)	T (m) a utilizar	S (m) a utilizar
<b>1</b>	<b>1.45</b>	<b>1.25</b>	<b>1.45</b>	<b>1.25</b>
6	1.3	1.1	1.3	1.1
<b>19</b>	<b>1.45</b>	<b>1.25</b>	<b>1.45</b>	<b>1.25</b>
24	1.3	1.1	1.3	1.1

Zapata	Lv1 (m)	Lv2 (m)
1	0.475	0.475
6	0.4	0.4
19	0.475	0.475
24	0.4	0.4

Se trabajará con la zapata 1 o 19 (iguales) por tener mayor carga, uniformizando todas las zapatas de esquina.

### Reacción Neta del Terreno

$$W_{nu} \left( \frac{tn}{m^2} \right) = \frac{P_u}{A_{zap.}}$$

$P_u$  (incluye las cargas mayoradas):  $1.4 P_d + 1.7 P_l$ ; según el artículo 9.2.1. de la E.060 (2009).

$P_d$  (tn): 28.420

$P_l$  (tn): 5.460

$P_u$  (tn): 49.070

$W_{nu}$  (tn/m<sup>2</sup>): 27.073

### Dimensionamiento de la altura hz de la zapata

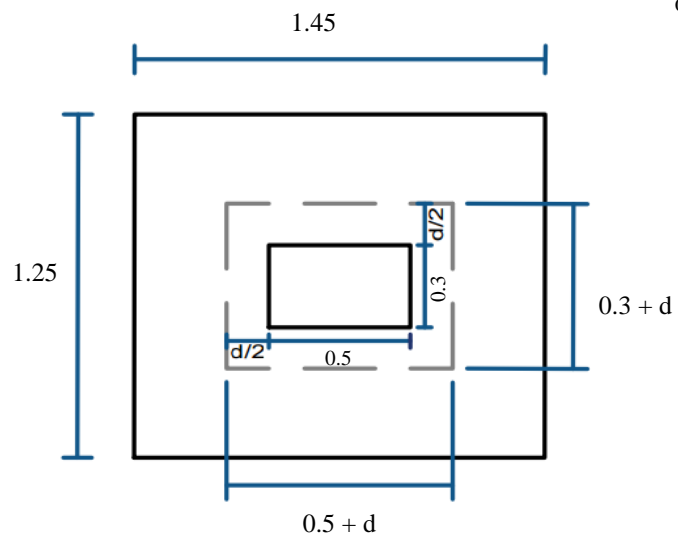
#### Por punzonamiento

$$V_c = \frac{V_u}{\phi}$$

$\phi$ : 0.75

$$V_u = (P_u - W_{nu} * (0.5 + d)(0.3 + d))$$

$$V_c = \frac{(P_u - W_{nu} * (0.5 + d)(0.3 + d))}{\phi} \dots\dots(1)$$



Longitudes en zapatas de esquina para determinar su altura (m).

$$\beta_c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}} < 2$$

$$\beta_c: 1.667$$

$$V_c = 0.27 \left( 2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_{cb_o}} d \leq 1.06 \sqrt{f'_c} b_o * d$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o * d \dots \dots \dots (2)$$

$$(1) = (2): 49.07 - 27.073*(0.15 + 0.8d + d^2) = 0.75*1.06*\sqrt{210}*10*(1.6d + 4d^2)$$

donde:  $b_o$  = Perímetro de los planos de falla.

$$\text{Por lo que } b_o = 2*(0.5 + d) + 2*(0.3 + d) = 1.6 + 4d$$

$$\text{y } b_o * d = 1.6d + 4d^2$$

Resolviendo:	$49.070 - 27.073*(0.15 + 0.8d + d^2)$	=	$115 * (1.6d + 4d^2)$
	$-4.061 - 21.658 d - 27.073 d^2$	=	$184.330 d + 460.826 d^2 - 49.070$
	$45.009$	=	$205.989 d + 487.899 d^2$
	$1$	=	$4.577 d + 10.8400 d^2$
	$1$	=	$0.9785753$

Tabulando	<b>0.1561032</b>
-----------	------------------

Por lo tanto:  $d \text{ (m)} = \mathbf{0.156}$

La distancia de sección crítica (d) es similar a la distancia de peralte efectivo (altura sin recubrimiento y sin la varilla o sin parte de ella), es decir, se asume un valor de h (altura total) en base al d obtenido. De acuerdo al valor de h, el cual incluye el recubrimiento y la varilla (diámetro) de acero a usar, se obtendrá un dpromedio.

USAR:

h (m): 0.3 VERDADERO  
 $\phi$  (N° de varilla) 3/4" → diámetro en cm: 1.91  
 r (cm) 7.5 (recubrimiento, mínimo 7 cm según el artículo 7.7.1. de la E.060 (2009)).

Hallar dpromedio de la siguiente manera:  $h - (r - \phi)$

dprom (m): **0.2059**

#### Verificación por cortante: $V_c > V_n$

$$V_{du} = (W_u \times S)(L_v - d)$$

$$V_n = V_{du} / \phi$$

$$V_{du} \text{ (cm): } 9.107$$

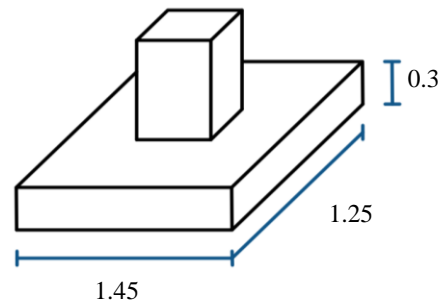
$$V_n \text{ (tn): } 12.142$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d \longrightarrow b = S$$

$$V_c \text{ (tn): } 19.768$$

Por lo tanto:

$V_c > V_n$ : VERDADERO



Dimensiones de zapatas de esquina (m)

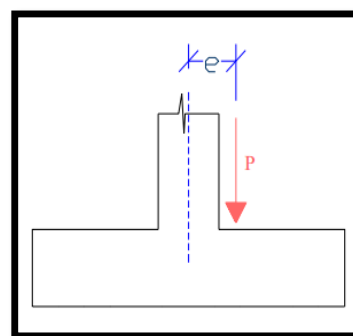
## Dimensionamiento considerando carga excéntrica

### Excentricidad alrededor de 2 ejes

Todos los tipos de zapatas utilizadas tienen columnas centrales; sin embargo, las zapatas de esquina y las centrales exteriores tienen cierta excentricidad debido a que en zapatas de esquina y zapatas centrales exteriores, la o las vigas (de la edificación) se alinean al borde de su columna respectiva, por lo que la carga no coincide en el mismo centro de la columna (diferencias de 12.5 cm en X y 2.5 cm en Y, pudiendo tener una o ambas diferencias). Las excentricidades fueron consideradas al realizar el modelamiento de las edificaciones en ETABS. Para este cálculo, se tomará la suma del momento por Carga de Servicio y el momento producido por Análisis Estático en Y en la columna 12, por ser el resultado más crítico.

Datos:

Dimensiones de columna (m):	0.5 (X) y 0.3 (Y)
Pd:	23.280 tn
Pl:	4.020 tn
Mx (tn.m):	10.3157 (del ETABS)
My (tn.m):	9.5213
ex (m) =	0.378 ; siendo $ex = Mx / (Pd + Pl)$
ey (m) =	0.349 ; siendo $ey = My / (Pd + Pl)$
Df =	1 m.
hf =	1.2 m.
Ym =	1.95 tn/m <sup>3</sup>
S/C (primer piso):	500 kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_n$	19.706 tn/m <sup>2</sup>
$\sigma_t$ :	2.74 kg/cm <sup>2</sup>



Carga excéntrica  
Fuente: Morales (2006).

$$\longrightarrow \text{Amplificación } 1.3\sigma_n = 25.617 \text{ tn/m}^2$$

Condición:  $\sigma_{\text{máx.}} < 1.3\sigma_n$

Tanteo:

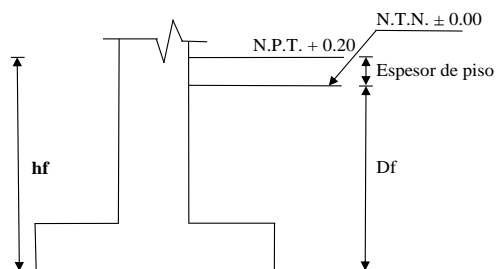
T:	1.45	m	,	S:	1.25	m
c1:	0.725	m				
c2:	0.625	m				
I1:	0.236	m <sup>4</sup>				
I2:	0.318	m <sup>4</sup>				

$$\sigma_{\text{máx.}} = \frac{P}{Az} + \frac{(P)(e1)(c1)}{I1} + \frac{(P)(e2)(c2)}{I2} \rightarrow 15.566 \text{ tn/m}^2$$

$\sigma_{\text{máx.}} < 1.3\sigma_n$  VERDADERO

Según el Predimensionamiento considerando excentricidad de carga, se sigue con las dimensiones de zapata de 1.45 m en X y 1.25 m en Y.

### Predimensionamiento de zapatas centrales exteriores



Para el predimensionamiento, las zapatas se encuentran numeradas según su área tributaria correspondiente.

Se calculará  $\sigma_n$  considerando el peso específico de cada material y su altura respectiva, no promediado (ver **Subtítulo 3.15.2.1.**).

#### **Cargas**

Zapata	Pd (tn)	Pl (tn)	$\sigma_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )
2	39.530	8.520	2.736
3	35.670	7.530	2.736
4	35.740	7.510	2.736
5	34.720	7.200	2.736
<b>7</b>	<b>42.570</b>	<b>9.190</b>	<b>2.736</b>
12	34.020	6.650	2.736
<b>13</b>	<b>42.570</b>	<b>9.190</b>	<b>2.736</b>
18	34.020	6.650	2.736
20	39.530	8.520	2.736
21	35.670	7.530	2.736
22	35.740	7.510	2.736
23	34.720	7.200	2.736

→ (Zapatas más cargadas)

$\gamma_c$ (tn/m <sup>3</sup> )
2.4

#### **Datos**

<b>Df (m)</b>	1	<b>f'c (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	210	<b>f'y (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	4200
<b><math>\gamma_{\text{suelo}}</math> (tn/m<sup>3</sup>)</b>	1.95	<b>S/C (primer piso)</b>	500	<b>E. Piso terminado (m)</b>	0.2

Dimensiones de columna (m): 0.5 (X) y 0.3 (Y)

Se considerará una altura inicial de zapata de 50 cm.

#### **$\sigma_n$ : Esfuerzo neto del terreno**

Zapata	$\sigma_n$ (tn/m <sup>2</sup> )
2	19.706
3	19.706
4	19.706
5	19.706
<b>7</b>	<b>19.706</b>
12	19.706

Zapata	$\sigma_n$ (Tn/m <sup>2</sup> )
<b>13</b>	<b>19.706</b>
18	19.706
20	19.706
21	19.706
22	19.706
23	19.706

### Áreas y dimensiones de zapatas

Área requerida de zapata (m2)	
2	2.438
3	2.192
4	2.195
5	2.127
<b>7</b>	<b>2.627</b>
12	2.064

Área requerida de zapata (m2)	
<b>13</b>	<b>2.627</b>
18	2.064
20	2.438
21	2.192
22	2.195
23	2.127

Zapata	Dimensiones iniciales en metros de a (X) y b (Y)		Área (m2)	¿Cumple área requerida?
2	1.6	1.6	2.56	VERDADERO
3	1.5	1.5	2.25	VERDADERO
4	1.5	1.5	2.25	VERDADERO
5	1.5	1.5	2.25	VERDADERO
<b>7</b>	<b>1.65</b>	<b>1.65</b>	<b>2.7225</b>	VERDADERO
12	1.45	1.45	2.1025	VERDADERO
<b>13</b>	<b>1.65</b>	<b>1.65</b>	<b>2.7225</b>	<b>VERDADERO</b>
18	1.45	1.45	2.1025	VERDADERO
20	1.6	1.6	2.56	VERDADERO
21	1.5	1.5	2.25	VERDADERO
22	1.5	1.5	2.25	VERDADERO
23	1.5	1.5	2.25	VERDADERO

Se debe cumplir que:  $L_{v1} = L_{v2}$  (del mismo modo que en los otros tipos de zapata)

Dimensiones de zapata (m)				
Zapata	T (m)	S (m)	T (m) a utilizar	S (m) a utilizar
2	1.7	1.5	1.7	1.5
3	1.6	1.4	1.6	1.4
4	1.6	1.4	1.6	1.4
5	1.6	1.4	1.6	1.4
<b>7</b>	<b>1.75</b>	<b>1.55</b>	<b>1.75</b>	<b>1.55</b>
12	1.55	1.35	1.55	1.35
<b>13</b>	<b>1.75</b>	<b>1.55</b>	<b>1.75</b>	<b>1.55</b>
18	1.55	1.35	1.55	1.35
20	1.7	1.5	1.7	1.5
21	1.6	1.4	1.6	1.4
22	1.6	1.4	1.6	1.4
23	1.6	1.4	1.6	1.4



Zapata	Lv1 (m)	Lv2 (m)
2	0.6	0.6
3	0.55	0.55
4	0.55	0.55
5	0.55	0.55
7	0.625	0.625
12	0.525	0.525

Zapata	Lv1 (m)	Lv2 (m)
13	0.625	0.625
18	0.525	0.525
20	0.6	0.6
21	0.55	0.55
22	0.55	0.55
23	0.55	0.55

Se trabajará con la zapata 7 o 13 (iguales) por tener mayor carga, uniformizando todas las zapatas centrales exteriores.

### Reacción Neta del Terreno

$$W_{nu} \left( \frac{tn}{m^2} \right) = \frac{P_u}{A_{zap.}}$$

$P_u$  (incluye las cargas mayoradas):  $1.4 P_d + 1.7 P_l$ ; según el artículo 9.2.1. de la E.060 (2009).

$P_d$  (tn): 42.570

$P_l$  (tn): 9.190

$P_u$  (tn): 75.221

$W_{nu}$  (tn/m<sup>2</sup>): 27.731

### Dimensionamiento de la altura hz de la zapata

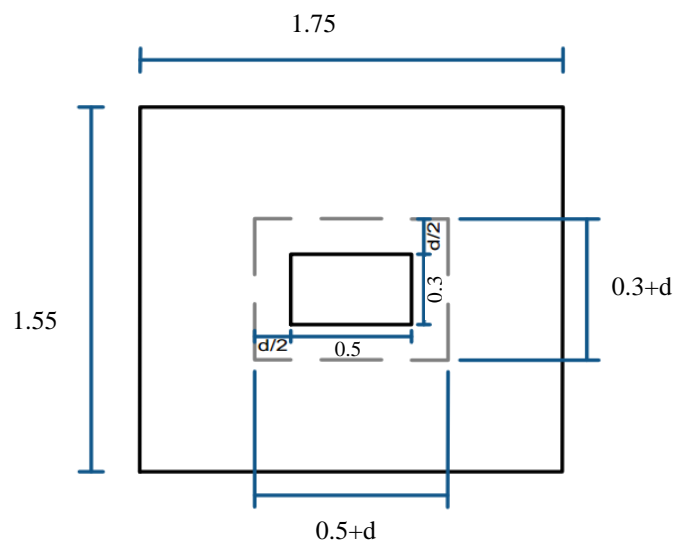
#### Por punzonamiento

$$V_c = \frac{V_u}{\phi}$$

$\phi$ : 0.75

$$V_c = \frac{(P_u - W_{nu} * (0.5 + d)(0.3 + d))}{\phi} \dots\dots(1)$$

$$V_u = (P_u - W_{nu} * (0.5 + d)(0.3 + d))$$



Longitudes en zapatas centrales exteriores para determinar su altura (m).

$$\beta_c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}} < 2$$

$$\beta_c: 1.667$$

$$V_c = 0.27 \left( 2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \leq 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d \dots \dots \dots (2)$$

$$(1) = (2): 75.221 - 27.731(0.15 + 0.8d + d^2) = 0.75 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 10 \cdot (1.6d + 4d^2)$$

donde:  $b_o$  = Perímetro de los planos de falla.

$$\text{Por lo que } b_o = 2 \cdot (0.5 + d) + 2 \cdot (0.3 + d) \quad 1.6 \quad + \quad 4d$$

$$\text{y } b_o d = 1.6d + 4d^2$$

Resolviendo:	$75.221 - 27.731(0.15 + 0.8d + d^2)$	=	$115 \cdot (1.6d + 4d^2)$
	$-4.160 - 22.185d - 27.731d^2$	=	$184.330d + 460.826d^2 - 75.221$
	$71.061 = 206.515d$	+	$488.557d^2$
	$1 = 2.906d$	+	$6.875d^2$
	$1 = 1$		

Tabulando	<b>0.221627</b>
-----------	-----------------

Por lo tanto:  $d \text{ (m)} = 0.222$

La distancia de sección crítica (d) es similar a la distancia de peralte efectivo (altura sin recubrimiento y sin la varilla o sin parte de ella), es decir, se asume un valor de h (altura total) en base al d obtenido. De acuerdo al valor de h, el cual incluye el recubrimiento y la varilla (diámetro) de acero a usar, se obtendrá un dpromedio.

USAR:

h (m): 0.32 VERDADERO

$\phi$  (N° de varilla) 3/4" → diámetro en cm: 1.91

r (cm) 7.5 (recubrimiento, mínimo 7 cm según el artículo 7.1.1. de la E.060 (2009)).

Hallar dpromedio de la siguiente manera :  $h - (r - \phi)$

dprom (m): **0.2259** Para este caso, se considerará una altura de zapata de: 0.35 m.

#### Verificación por cortante: $V_c > V_n$

$$V_{du} = (W_u \times S)(L_v - d)$$

$$V_n = V_{du} / \phi$$

$V_{du}$  (cm): 15.561

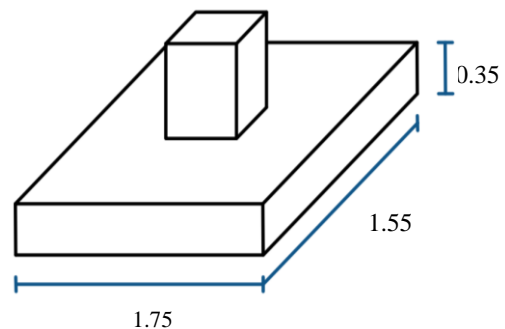
$V_n$  (tn): 20.749

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d \longrightarrow b = S$$

$V_c$  (tn): 26.893

Por lo tanto:

$V_c > V_n$ : VERDADERO



Dimensiones de zapatas exteriores centrales (m).

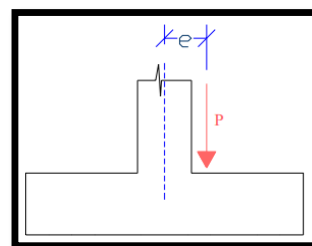
## Dimensionamiento considerando carga excéntrica

### Excentricidad alrededor de 1 eje

Todos los tipos de zapatas utilizadas tienen columnas centrales; sin embargo, las zapatas de esquina y las centrales exteriores tienen cierta excentricidad debido a que en zapatas de esquina y zapatas centrales exteriores, la o las vigas (de la edificación) se alinean al borde de su columna respectiva, por lo que la carga no coincide en el mismo centro de la columna (diferencias de 12.5 cm en X y 2.5 cm en Y, pudiendo tener una o ambas diferencias). Las excentricidades fueron consideradas al realizar el modelamiento de las edificaciones en ETABS. Para este cálculo, se tomará la suma del momento por Carga de Servicio y el momento producido por Análisis Estático en Y en la columna 12, por ser el resultado más crítico.

Datos:

Dimensiones de columna (m):	0.5 (X) y 0.3 (Y)
Pd:	34.020 tn
Pl:	6.650 tn
Momento en columna:	8.5144 tn.-m. (de ETABS)
Df	1 m
hf	1.2 m
$\gamma_m$	1.95 tn/m <sup>3</sup>
S/C piso:	500 kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_n$	19.706 tn/m <sup>2</sup>
$\sigma_t$	2.74 kg/cm <sup>2</sup>



Carga excéntrica  
Fuente: Morales (2006).

$$\longrightarrow \text{Amplificación } 1.3\sigma_n = 25.61725 \text{ tn/m}^2$$

Siendo: Momento en columna (M) = Peso (P) \* Excentricidad (e)

Por tanto:  $e = M / P$   $e = 0.20935 \text{ m.}$

$e < T/6$

Tanteo

T:	1.8 m.
----	--------

$$\sigma_1 = \frac{P}{A_z} + \frac{6Pe}{ST^2} \quad \rightarrow \quad \sigma_1 S = \frac{P}{T} + \frac{6Pe}{T^2}$$

Resolviendo:

$$\sigma_1 S = 38.3619 \text{ tn/m} \quad ; \text{ donde: } \sigma_1 = \sigma_n$$

$$S = 1.9468 \rightarrow 1.60 \text{ m} \quad (\text{Se verificará si cumple con 1.60 m})$$

$$\text{Área obtenida: } = 2.88 \text{ m}^2 \geq \text{Área anterior (m}^2\text{): } 2.7125 \text{ VERDADERO}$$

Resolviendo:  $\sigma_1, \sigma_2 < \sigma_n$

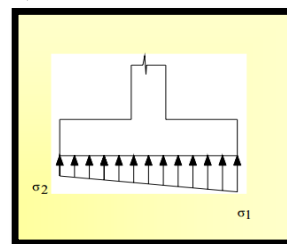
$$\sigma_n: 19.7056 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{P}{A_z} + \frac{6Pe}{ST^2} \quad \rightarrow \quad \sigma_1 = 23.9762 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_1 < 1.3\sigma_n \text{ VERDADERO}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A_z} - \frac{6Pe}{ST^2} \quad \rightarrow \quad \sigma_2 = 4.2669 \text{ tn/m}^2$$

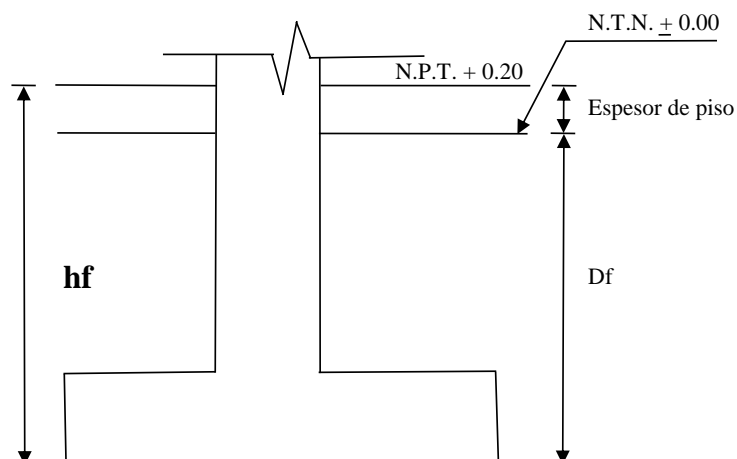
$$\sigma_2 < 1.3\sigma_n \text{ VERDADERO}$$



Distribución de esfuerzos.  
Fuente: Morales (2006).

Dimensiones en X y Y de zapatas centrales exteriores considerando excentricidad de carga: 1.8 m x 1.6 m.

### Predimensionamiento de zapatas centrales



Para el predimensionamiento, las zapatas se encuentran numeradas según su área tributaria correspondiente.

Se calculará  $\sigma$  considerando el peso específico de cada material y su altura respectiva, no promediado (ver **Subtítulo 3.15.2.1.**).

#### Cargas

Zapata	Pd (tn)	Pl (tn)	$\sigma_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )
8	60.17	14.31	2.736
9	52.90	11.90	2.736
10	46.37	9.82	2.736
11	45.08	9.69	2.736
14	60.17	14.31	2.736
15	56.07	12.63	2.736
16	50.82	11.00	2.736
17	45.08	9.69	2.736

→ (Zapatas más cargadas)

$\gamma_c$ (tn/m <sup>3</sup> )
2.4

#### Datos

Df (m)	1	$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	210	$f'_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
$\gamma_{\text{suelo}}$ (tn/m <sup>3</sup> )	1.95	S/C (primer piso)	500	Espesor de piso (m)	0.2

Dimensiones de columna (m): 0.5 (X) y 0.3 (Y)

Será considerada una altura inicial de zapata de 50 cm

#### $\sigma_n$ : Esfuerzo neto del terreno

Zapata	$\sigma_n$ (tn/m <sup>2</sup> )
8	19.706
9	19.706
10	19.706
11	19.706
14	19.706

Zapata	$\sigma_n$ (tn/m <sup>2</sup> )
15	19.706
16	19.706
17	19.706

### Áreas y dimensiones de zapatas

Área requerida de zapata (m2)	
<b>8</b>	<b>3.780</b>
9	3.288
10	2.851
11	2.779

Área requerida de zapata (m2)	
<b>14</b>	<b>3.780</b>
15	3.486
16	3.137
17	2.779

Zapata	Dimensiones iniciales en metros de a (X) y b (Y)		Área (m2)	¿Cumple área requerida?
<b>8</b>	<b>2.00</b>	<b>2.00</b>	<b>4.00</b>	VERDADERO
9	1.85	1.85	3.42	VERDADERO
10	1.75	1.75	3.06	VERDADERO
11	1.70	1.70	2.89	VERDADERO
<b>14</b>	<b>2.00</b>	<b>2.00</b>	<b>4.00</b>	<b>VERDADERO</b>
15	1.90	1.90	3.61	VERDADERO
16	1.80	1.80	3.24	VERDADERO
17	1.70	1.70	2.89	VERDADERO

Se debe cumplir que:  $L_{v1} = L_{v2}$

$L_{v1} = L_{v2}$ : Dimensión de zapata T - Dimensión de columna 2) / 2 = (Dimensión S de zapata - Dimensión de columna 1) / 2

Los lados de zapata se definen como T y S, siendo X. y Y respectivamente, donde:

$T = (\text{Dimensión inicial de zapata a} + (\text{Dimensión 2 de columna} - \text{Dimensión 1 de columna})) / 2$

Dimensiones de zapata (m)				
Zapata	T (m)	S (m)	T (m) a utilizar	S (m) a utilizar
<b>8</b>	<b>2.1</b>	<b>1.9</b>	<b>2.1</b>	<b>1.9</b>
9	1.95	1.75	1.95	1.75
10	1.85	1.65	1.85	1.65
11	1.8	1.6	1.8	1.6
<b>14</b>	<b>2.1</b>	<b>1.9</b>	<b>2.1</b>	<b>1.9</b>
15	2	1.8	2	1.8
16	1.9	1.7	1.9	1.7
17	1.8	1.6	1.8	1.6

Zapata	Lv1 (m)	Lv2 (m)
8	0.8	0.8
9	0.725	0.725
10	0.675	0.675
11	0.65	0.65
14	0.8	0.8
15	0.75	0.75
16	0.7	0.7
17	0.65	0.65

Se trabajará con la zapata 8 o 14 (iguales) por tener mayor carga, uniformizando todas las zapatas centrales.

### Reacción Neta del Terreno

$$W_{nu} \left( \frac{tn}{m^2} \right) = \frac{P_u}{A_{zap.}}$$

$P_u$  (incluye las cargas mayoradas):  $1.4 P_d + 1.7 P_l$ ; según el artículo 9.2.1. de la E.060 (2009).

$P_d$  (tn): 60.170

$P_l$  (tn): 14.310

$P_u$  (tn): 108.565

$W_{nu}$  (tn/m<sup>2</sup>): 27.209

### Dimensionamiento de la altura hz de la zapata

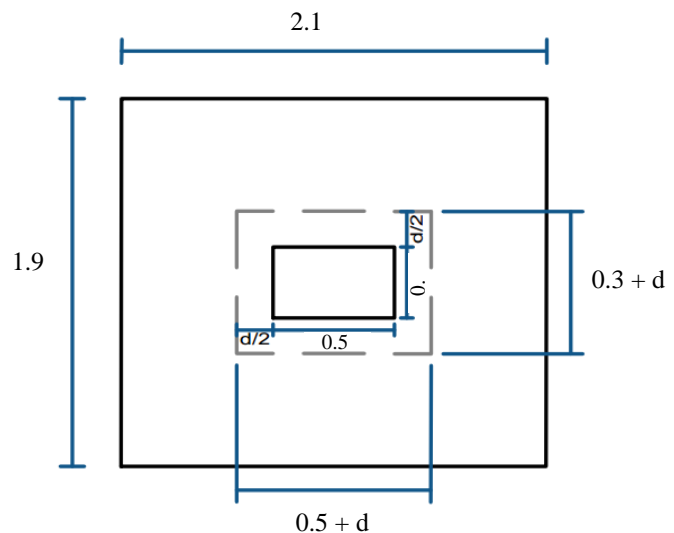
#### Por punzonamiento

$$V_c = \frac{V_u}{\phi}$$

$\phi$ : 0.75

$$V_u = (P_u - W_{nu} * (0.5 + d)(0.3 + d))$$

$$V_c = \frac{(P_u - W_{nu} * (0.5 + d)(0.3 + d))}{\phi} \dots (1)$$



Longitudes en zapatas centrales para determinar su altura (m).

$$\beta_c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}} < 2$$

$$\beta_c: 1.667$$

$$V_c = 0.27 \left( 2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} * b_o * d \leq 1.06 \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f_c} * b_o * d \dots \dots \dots (2)$$

donde:  $b_o$  = Perímetro de los planos de falla.

$$\text{Por lo que: } b_o = 2*(0.5 + d) + 2(0.3 + d) = 1.6 + 4d$$

$$\text{y } b_o * d = 1.6d + 4d^2$$

$$(1) = (2): 108.565 - 27.209*(0.15 + 0.8d + d^2) = 0.75*1.06*\sqrt{210}*10 * (1.6d + 4d^2)$$

Resolviendo:	- 27.209*(0.15 + 0.8d + d <sup>2</sup> )	=	115	*(1.6d + 4d <sup>2</sup> )
-4.081	- 21.767 d	- 27.209 d <sup>2</sup>	=	184.330 d + 460.826 d <sup>2</sup> - 108.565
104.484	=	206.098 d	+	488.035 d <sup>2</sup>
1	=	1.973 d	+	4.671 d <sup>2</sup>
1	=	0.993564393		

Tabulando	<b>0.296094</b>
-----------	-----------------

Por lo tanto:  $d \text{ (m)} = \mathbf{0.2961}$

La distancia de sección crítica (d) es similar a la distancia de peralte efectivo (altura sin recubrimiento y sin la varilla o sin parte de ella), es decir, se asume un valor de h (altura total) en base al d obtenido. De acuerdo al valor de h, el cual incluye el recubrimiento y la varilla (diámetro) de acero a usar, se obtendrá un dpromedio.

USAR:

h (m): 0.4 VERDADERO

$\phi$  (N° de varilla) 3/4" → diámetro en cm: 1.91

r (cm): 7.5 (recubrimiento, mínimo 7 cm según el artículo 7.7.1. de la E.060 (2009)).

Hallar dpromedio de la siguiente manera:  $h - (r + \phi)$

dprom (m): **0.3059**

#### Verificación por cortante: $V_c > V_n$

$$V_{du} = (W_u \times S)(L_v - d)$$

$$V_n = V_{du} / \phi$$

$V_{du}$  (cm): 25.544

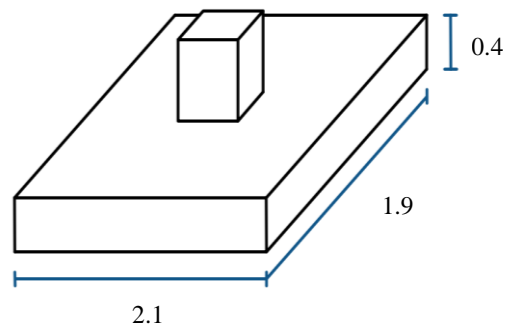
$V_n$  (tn): 34.058

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} * b * d \longrightarrow b = S$$

$V_c$  (tn): 44.639

Por lo tanto:

$V_c > V_n$ : VERDADERO



Dimensiones de zapatas centrales (m).

**Anexo F: Verificación de irregularidades. Fuente: E.030 (2018) del RNE; Elaboración Propia, siguiendo lo señalado por la E.030 (2018) del RNE**



**Tabla 8 y Tabla 9 de la Norma Técnica E.030 (2018) Diseño Sismorresistente del  
Reglamento Nacional de Edificaciones, pertenecientes a Irregularidades en Altura e  
Irregularidades en Planta**

<p align="center"><b>Tabla N° 8</b> <b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA</b></p>	<p align="center"><b>Factor de Irregularidad</b> <b><math>I_r</math></b></p>
<p><b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b> Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p><b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b> Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	<p align="center"><b>0,75</b></p>
<p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	<p align="center"><b>0,60</b></p>
<p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b> Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<p align="center"><b>0,90</b></p>
<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b> La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<p align="center"><b>0,90</b></p>
<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b> Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	<p align="center"><b>0,80</b></p>
<p><b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10)</b> Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.</p>	<p align="center"><b>0,60</b></p>

<p align="center"><b>Tabla N° 9</b> <b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</b></p>	<p align="center"><b>Factor de Irregularidad</b> <math>I_r</math></p>
<p><b>Irregularidad Torsional</b> Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (<math>\Delta_{max}</math>) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{prom}</math>). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	<p align="center"><b>0,75</b></p>
<p><b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (<math>\Delta_{max}</math>) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{prom}</math>). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	<p align="center"><b>0,60</b></p>
<p><b>Esquinas Entrantes</b> La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	<p align="center"><b>0,90</b></p>
<p><b>Discontinuidad del Diafragma</b> La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	<p align="center"><b>0,85</b></p>
<p><b>Sistemas no Paralelos</b> Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.</p>	<p align="center"><b>0,90</b></p>

**Verificación de Irregularidades en Altura e Irregularidades en Planta de Edificación A  
y Edificación B**

## **VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES**

La E.030 presenta irregularidades que se pueden presentar en las estructuras, éstas se clasifican en dos grupos: 1). Irregularidades en Altura, 2). Irregularidades en Planta. Ambas clasificaciones contienen diferentes tipos de irregularidades que deben ser verificadas.

Las irregularidades estructurales poseen un factor, el cual es fundamental en la respuesta sísmica. Si se tiene alguna irregularidad, es necesario considerar su factor correspondiente al momento de obtener el Factor de Reducción R; si se tuviera más de una, se considera el factor de mayor valor. Las irregularidades estructurales son las siguientes:

### **Irregularidades estructurales en altura**

- Irregularidad de Rigidez - Piso Blando.
- Irregularidades de resistencia - Piso Débil.
- Irregularidad Extrema de Rigidez.
- Irregularidad Extrema de Resistencia.
- Irregularidad de Masa o Peso.
- Irregularidad Geométrica Vertical.
- Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.
- Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes.

### **Irregularidades estructurales en planta**

- Irregularidad Torsional.
- Irregularidad Torsional Extrema.
- Esquinas Entrantes.
- Discontinuidad del Diafragma.
- Sistemas no Paralelos.

En el presente estudio, se analizan dos edificaciones, ambas tienen alturas totales distintas debido a que su primer nivel varía. En la Edificación A toda la altura de sus niveles es de 2.7 m; en la Edificación B, debido a que se busca tener irregularidad de piso blando para el cumplimiento de los objetivos mencionados en el informe, se tiene una altura en primer nivel de 4.05 m y en sus demás niveles de 2.7 m. Sobre la configuración en planta de las edificaciones, en ambas ésta es igual del segundo nivel en adelante y en el primer nivel difieren en el espacio de escalera. Se analizará las edificaciones por análisis estático y análisis dinámico, cada análisis con y sin ISE, teniendo por tanto, los siguientes casos:

### **Edificación A**

- Análisis Estático.
- Análisis Dinámico.
- Análisis Estático con ISE.
- Análisis Dinámico con ISE.

### **Edificación B**

- Análisis Estático.
- Análisis Dinámico.
- Análisis Estático con ISE.
- Análisis Dinámico con ISE.

Se procede a la verificación de irregularidades respectiva para cada caso. Según lo mencionado respecto a las características de las edificaciones en estudio, en varias de los casos se tendrá similitud en la verificación de las irregularidades, esto se especificará según corresponda. La verificación de irregularidades se efectúa en base a la E.030 (2018).

Cabe resaltar que en esta tesis sólo se considera los resultados de análisis iniciales, y en éstos se consideró a todos con un factor de irregularidad de 1. Debido a que la tesis estudia los efectos de la irregularidad de Piso Blando, es necesario cerciorar que sólo ésta irregularidad es la que prevalece ante las demás. No se efectuarán los análisis subsiguientes a la obtención de la irregularidad, debido a que con los análisis iniciales ya se pueden obtener conclusiones y la tesis está enfocándose en etapas previas al diseño de elementos. Debido a que se modeló la escalera en ETABS, al asignar el diafragma rígido de entrepiso correspondiente, se desligó las losas de descanso; por tanto cada diafragma queda a la altura del entrepiso que corresponde; de no realizar lo mencionado, los resultados variarían.

## **RESOLUCIÓN:**

### **IRREGULARIDADES EN ALTURA**

#### **IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO**

La verificación de esta irregularidad dará valores distinto para cada caso; por tanto, es necesario analizar cada uno de ellos.

#### **Caso: Edificación A sin ISE - Análisis Estático**

##### **Eje X-X**

###### **Fuerzas cortantes (V)**

Nivel	Vx (tn)
5	37.7863
4	81.1490
3	113.8542
2	135.6577
1	146.5594

###### **Desplazamientos relativos en el centro de masas**

Nivel	Desplazamiento relativo acumulativo por entrepiso (mm)	Desplazamiento relativo por entrepiso (mm)
5	13.5870	1.4600
4	12.1270	2.4480
3	9.6790	3.2920
2	6.3870	3.7220
1	2.6650	2.6650

###### **Verificación de irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.7 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.8 * (((Ki+1) + (ki+2) + (ki+3)) / 3)$	¿Piso Blando?
5	25.881		FALSO		
4	33.149	18.1167	FALSO		
3	34.585	23.2044	FALSO		
2	36.448	24.2096	FALSO	24.9641	FALSO
1	54.994	25.5133	FALSO	27.7818	FALSO

##### **Eje Y-Y**

###### **Fuerzas cortantes (V)**

Nivel	Vy (tn)
5	37.7863
4	81.1490
3	113.8542
2	135.6577
1	146.5594

###### **Desplazamientos relativos en el centro de masas**

Nivel	Desplazamiento relativo acumulativo por entrepiso (mm)	Desplazamiento relativo por entrepiso (mm)
5	21.0200	2.206
4	18.8140	3.656
3	15.1580	4.899
2	10.2590	5.669
1	4.5900	4.59

###### **Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.7 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.8 * ((Ki+1) + (ki+2) + (ki+3))$	¿Piso Blando?
5	17.1289		FALSO		
4	22.1961	11.990	FALSO		
3	23.2403	15.537	FALSO		
2	23.9297	16.268	FALSO	16.6841	FALSO
1	31.9302	16.751	FALSO	18.4976	FALSO

**Caso: Edificación A sin ISE - Análisis Dinámico****Eje X-X****Fuerzas Cortantes (V)**

Nivel	Vx (tn)
5	29.0904
4	63.0686
3	90.0099
2	108.4678
1	117.0484

**Desplazamientos relativos en el centro de masas**

Nivel	Desplazamiento relativo acumulativo por entrepiso (mm)	Desplazamiento relativo por entrepiso (mm)
5	10.6670	1.0830
4	9.5840	1.8780
3	7.7060	2.5910
2	5.1150	2.9760
1	2.1390	2.1390

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.7 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.8*((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))/3$	¿Piso Blando?
5	26.8609		FALSO		
4	33.5829	18.8027	FALSO		
3	34.7394	23.5080	FALSO		
2	36.4475	24.3176	FALSO	25.3822	FALSO
1	54.7211	25.5133	FALSO	27.9386	FALSO

**Eje Y-Y****Fuerzas Cortantes (V)**

Nivel	Vy (tn)
5	30.0625
4	65.4116
3	93.7259
2	113.6290
1	123.9042

**Desplazamientos relativos en el centro de masas**

Nivel	Desplazamiento relativo acumulativo por entrepiso (mm)	Desplazamiento relativo por entrepiso (mm)
5	17.1660	1.670
4	15.4960	2.889
3	12.6070	4.003
2	8.6040	4.736
1	3.8680	3.868

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.7 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.8*((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))$	¿Piso Blando?
5	18.0015		FALSO		
4	22.6416	12.6010	FALSO		
3	23.4139	15.8491	FALSO		
2	23.9926	16.3897	FALSO	17.0819	FALSO
1	32.0331	16.7948	FALSO	18.6795	FALSO

**Caso: Edificación Regular - Análisis Estático con ISE****Eje X-X****Fuerzas Cortantes (V)**

Nivel	Vx (tn)
5	37.7863
4	81.1490
3	113.8542
2	135.6577
1	146.5594

**Desplazamientos relativos en el centro de masas**

Nivel	Desplazamiento relativo acumulativo por entrepiso (mm)	Desplazamiento relativo por entrepiso (mm)
5	14.4700	1.5290
4	12.9410	2.5390
3	10.4020	3.3960
2	7.0060	3.8600
1	3.1460	3.1460

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.7 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.8*((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))/3$	¿Piso Blando?
5	24.7131		FALSO		
4	31.9610	17.2992	FALSO		
3	33.5260	22.3727	FALSO		
2	35.1445	23.4682	FALSO	24.0533	FALSO
1	46.5860	24.6011	FALSO	26.8351	FALSO

**Eje Y-Y****Fuerzas Cortantes (V)**

Nivel	Vy (tn)
5	37.7863
4	81.1490
3	113.8542
2	135.6577
1	146.5594

**Desplazamientos relativos en el centro de masas**

Nivel	Desplazamiento relativo acumulativo por entrepiso (mm)	Desplazamiento relativo por entrepiso (mm)
5	22.1040	2.2950
4	19.8090	3.8000
3	16.0090	5.0660
2	10.9430	5.8520
1	5.0910	5.0910

**Verificación de irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.7 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.8*((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))$	¿Piso Blando?
5	16.4646		FALSO		
4	21.3550	11.5252	FALSO		
3	22.4742	14.9485	FALSO		
2	23.1814	15.7319	FALSO	16.0783	FALSO
1	28.7879	16.2270	FALSO	17.8695	FALSO

**Caso: Edificación A - Análisis Dinámico con ISE****Eje X-X****Fuerzas Cortantes (V)**

Nivel	Vx (tn)
5	28.9997
4	63.0765
3	90.1963
2	109.1833
1	118.6065

**Desplazamientos relativos en el centro de masas**

Nivel	Desplazamiento relativo acumulativo por entrepiso (mm)	Desplazamiento relativo por entrepiso (mm)
5	11.4250	1.1350
4	10.2900	1.9510
3	8.3390	2.6810
2	5.6580	3.1050
1	2.5530	2.5530

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.7 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.8*((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))/3$	¿Piso Blando?
5	25.5504		FALSO		
4	32.3303	17.8853	FALSO		
3	33.6428	22.6312	FALSO		
2	35.1637	23.5499	FALSO	24.4063	FALSO
1	46.4577	24.6146	FALSO	26.9698	FALSO



**Eje Y-Y****Fuerzas Cortantes (V)**

Nivel	Vy (tn)
5	29.3854
4	63.9767
3	91.6999
2	111.3868
1	121.4584

**Desplazamiento relativos en el centro de masas**

Nivel	Desplazamiento relativo acumulativo por entrepiso (mm)	Desplazamiento relativo por entrepiso (mm)
5	17.6960	1.7010
4	15.9950	2.9400
3	13.0550	4.0480
2	9.0070	4.7900
1	4.2170	4.2170

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.7 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.8*((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))$	¿Piso Blando?
5	17.2754		FALSO		
4	21.7608	12.0928	FALSO		
3	22.6531	15.2325	FALSO		
2	23.2540	15.8572	FALSO	16.4505	FALSO
1	28.8021	16.2778	FALSO	18.0448	FALSO

**Caso: Edificación B - Análisis Estático sin ISE****Irregularidad de Rigidez-Piso Blando****Eje X-X****Fuerzas Cortantes (V)**

Nivel	Vx (tn)
5	35.5510
4	77.2757
3	109.9110
2	133.2219
1	147.7340

**Desplazamientos relativos en el centro de masas**

Nivel	Desplazamiento relativo acumulativo por entrepiso (mm)	Desplazamiento relativo por entrepiso (mm)
5	16.8020	1.416
4	15.3860	2.388
3	12.9980	3.263
2	9.7350	3.928
1	5.8070	5.807

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.7 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.8*(((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))/3)$	¿Piso Blando?
5	25.1066		FALSO		
4	32.3600	17.5746	FALSO		
3	33.6840	22.6520	FALSO		
2	33.9160	23.5788	FALSO	24.307	FALSO
1	25.4407	23.7412	FALSO	26.656	<b>VERDADERO</b>

**Eje Y-Y****Fuerzas Cortantes (V)**

Nivel	Vy (tn)
5	35.551
4	77.276
3	109.911
2	133.222
1	147.734

**Desplazamientos relativos en el centro de masas**

Nivel	Desplazamiento relativo acumulativo por entrepiso (mm)	Desplazamiento relativo por entrepiso (mm)
5	28.6130	2.1150
4	26.4980	3.5620
3	22.9360	4.8230
2	18.1130	5.9010
1	12.2120	12.2120

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.7 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.8*((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))$	¿Piso Blando?
5	16.809		FALSO		
4	21.694	11.7663	FALSO		
3	22.789	15.1861	FALSO		
2	22.576	15.9522	FALSO	16.3446	FALSO
1	12.097	15.8033	<b>VERDADERO</b>	17.8825	<b>VERDADERO</b>

**Caso: Edificación B - Análisis Dinámico sin ISE****Eje X-X****Fuerzas Cortantes (V)**

Nivel	Vx (tn)
5	27.7629
4	62.4506
3	91.4136
2	113.4932
1	127.8003

**Desplazamientos relativos en el centro de masas**

Nivel	Desplazamiento relativo acumulativo por entrepiso (mm)	Desplazamiento relativo por entrepiso (mm)
5	14.0930	1.093
4	13.0000	1.917
3	11.0830	2.706
2	8.3770	3.346
1	5.0310	5.031

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.7 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.8*(((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))/3)$	¿Piso Blando?
5	25.4006		FALSO		
4	32.5773	17.7804	FALSO		
3	33.7818	22.8041	FALSO		
2	33.9191	23.6473	FALSO	24.4693	FALSO
1	25.4026	23.7433	FALSO	26.7408	<b>VERDADERO</b>

**Eje Y-Y****Fuerzas Cortantes (V)**

Nivel	Vy (tn)
5	22.9256
4	51.9192
3	76.6757
2	96.5842
1	111.2786

**Desplazamientos relativos en el centro de masas**

Nivel	Desplazamiento relativo acumulativo por entrepiso (mm)	Desplazamiento relativo por entrepiso (mm)
5	20.4720	1.326
4	19.1460	2.357
3	16.7890	3.341
2	13.4480	4.27
1	9.1780	9.178

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.7 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.8*((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))$	¿Piso Blando?
5	17.2893		FALSO		
4	22.0277	12.1025	FALSO		
3	22.9499	15.4194	FALSO		
2	22.6193	16.0649	FALSO	16.6045	FALSO
1	12.1245	15.8335	<b>VERDADERO</b>	18.0258	<b>VERDADERO</b>

**Caso: Edificación B - Análisis Estático con ISE****Eje X-X****Fuerzas Cortantes (V)**

Nivel	Vx (tn)
5	35.551
4	77.28
3	109.91
2	133.22
1	147.73

**Desplazamientos relativos en el centro de masas**

Nivel	Desplazamiento relativo acumulativo por entrepiso (mm)	Desplazamiento relativo correspondiente(mm)
5	17.7360	1.484
4	16.2520	2.476
3	13.7760	3.361
2	10.4150	4.039
1	6.3760	6.376

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.7 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.8*((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))/3$	¿Piso Blando?
5	23.9562		FALSO		
4	31.2099	16.7693	FALSO		
3	32.7019	21.8469	FALSO		
2	32.9839	22.8913	FALSO	23.4315	FALSO
1	23.1703	23.0887	FALSO	25.8388	VERDADERO

**Eje Y-Y****Fuerzas Cortantes (V)**

Nivel	Vy (tn)
5	35.551
4	77.28
3	109.91
2	133.22
1	147.73

**Desplazamientos relativos en el centro de masas**

Nivel	Desplazamiento relativo acumulativo por entrepiso (mm)	Desplazamiento relativo por entrepiso (mm)
5	30.1710	2.205
4	27.9660	3.713
3	24.2530	4.997
2	19.2560	6.088
1	13.1680	13.168

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.7 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.8*((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))$	¿Piso Blando?
5	16.1229		FALSO		
4	20.8122	11.2860	FALSO		
3	21.9954	14.5685	FALSO		
2	21.8827	15.3968	FALSO	15.7148	FALSO
1	11.2192	15.3179	VERDADERO	17.2507	VERDADERO

**Caso: Edificación B - Análisis Dinámico con ISE****Eje X-X****Fuerzas Cortantes (V)**

Nivel	Vx (tn)
5	27.6110
4	62.2570
3	91.2879
2	113.5979
1	128.3942

**Desplazamientos relativos en el centro de masas**

Nivel	Desplazamiento relativo acumulativo por entrepiso (mm)	Desplazamiento relativo por entrepiso (mm)
5	14.8980	1.146
4	13.7520	1.986
3	11.7660	2.785
2	8.9810	3.441
1	5.5400	5.54

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.7 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.8*((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))/3$	¿Piso Blando?
5	24.0934		FALSO		
4	31.3479	16.8654	FALSO		
3	32.7784	21.9436	FALSO		
2	33.0130	22.9449	FALSO	23.5253	FALSO
1	23.1758	23.1091	FALSO	25.9038	<b>VERDADERO</b>

**Eje Y-Y****Fuerzas Cortantes (V)**

Nivel	Vy (tn)
5	22.2414
4	50.3802
3	74.4160
2	93.8349
1	108.3796

**Desplazamientos relativos en el centro de masas**

Nivel	Desplazamiento relativo acumulativo por entrepiso (mm)	Desplazamiento relativo por entrepiso (mm)
5	21.0110	1.347
4	19.6640	2.39
3	17.2740	3.362
2	13.9120	4.283
1	9.6290	9.629

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.7 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.8*((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))$	¿Piso Blando?
5	16.5118		FALSO		
4	21.0796	11.5583	FALSO		
3	22.1344	14.7557	FALSO		
2	21.9087	15.4941	FALSO	15.9269	FALSO
1	11.2555	15.3361	<b>VERDADERO</b>	17.3661	<b>VERDADERO</b>

**IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DÉBIL**

La Irregularidad de Resistencia - Piso Débil, puede resultar algo compleja de obtenerse, comprendiendo varios factores; sin embargo, siempre dependerá de las dimensiones que tienen los elementos que conforman la estructura y del acero de refuerzo. En este estudio, se tiene dos edificaciones, y ambas tienen la misma cantidad de columnas y con una misma y única área en todos los niveles. El acero de refuerzo asumido (cuantía mínima) también es el mismo en todos los niveles, por lo menos en esta etapa previa al diseño; por tanto en ambas edificaciones y en todos su análisis se tiene los mismos valores para la verificación de esta irregularidad. Debido a la similitud en los elementos estructurales, se realizará solo una verificación como representación de ésta irregularidad y se medirá de forma simple o práctica, según el área de cada elemento estructural; sin embargo, la medición que se aplicará como verificación es sólo a manera sencilla y deductiva, no siendo ni hallándose la resistencia de entrepiso. Se verificará esta irregularidad utilizando la siguiente ecuación:  $V_n = V_s + V_c$ ; donde  $V_s$  y  $V_c$  dependen del concreto y del acero respectivamente. Tanto  $V_s$  como  $V_c$  engloban un conjunto de factores, los cuales en este estudio sólo serán representados como constantes, mostrando únicamente el área transversal de cada elemento estructural que resiste a la fuerza cortante; por tanto,  $V_n$  no será hallada.

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	$V_n: ((\text{Área transversal en cm}^2 \text{ de cada elemento estructural que resiste a la fuerza cortante}) * \alpha) + \beta$	$0.8 * V_n(i+1)$	¿Piso Débil?
5	1500		
4	1500	$(1200 * \alpha) + \beta$	FALSO
3	1500	$(1200 * \alpha) + \beta$	FALSO
2	1500	$(1200 * \alpha) + \beta$	FALSO
1	1500	$(1200 * \alpha) + \beta$	FALSO

### **IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ**

Los resultados de rigidez son distintos según sea el caso; por lo tanto, es necesario analizar cada uno de ellos.

#### **Caso: Edificación A - Análisis Estático sin ISE**

##### **Eje X-X**

##### **Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.6 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.7 * (((Ki+1) + (ki+2) + (ki+3)) / 3)$	¿Irregular?
5	25.8810		FALSO		
4	33.1491	15.5286	FALSO		
3	34.5851	19.8895	FALSO		
2	36.4475	20.7511	FALSO	21.8436	FALSO
1	54.9941	21.8685	FALSO	24.3091	FALSO

##### **Eje Y-Y**

##### **Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.6 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.7 * (((Ki+1) + (ki+2) + (ki+3)) / 3)$	¿Irregular?
5	17.129		FALSO		
4	22.196	10.2773	FALSO		
3	23.240	13.3177	FALSO		
2	23.930	13.9442	FALSO	14.5986	FALSO
1	31.930	14.3578	FALSO	16.1854	FALSO

#### **Caso: Edificación A - Análisis Dinámico sin ISE**

##### **Eje X-X**

##### **Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.6 (Ki+1)	¿Irregular?	$0.7 * (((Ki+1) + (ki+2) + (ki+3)) / 3)$	¿Irregular?
5	26.8609		FALSO		
4	33.5829	16.1166	FALSO		
3	34.7394	20.1497	FALSO		
2	36.4475	20.8437	FALSO	22.2094	FALSO
1	54.7211	21.8685	FALSO	24.4463	FALSO

##### **Eje Y-Y**

##### **Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.6 (Ki+1)	¿Irregular?	$0.7 * (((Ki+1) + (ki+2) + (ki+3)) / 3)$	¿Irregular?
5	18.0015		FALSO		
4	22.6416	10.8009	FALSO		
3	23.4139	13.5850	FALSO		
2	23.9926	14.0483	FALSO	14.9466	FALSO
1	32.0331	14.3956	FALSO	16.3446	FALSO

**Caso: Edificación A - Análisis Estático con ISE****Eje X-X****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.6 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.7 * (((Ki+1) + (ki+2) + (ki+3)) / 3)$	¿Irregular?
5	24.7131		FALSO		
4	31.9610	14.8278	FALSO		
3	33.5260	19.1766	FALSO		
2	35.1445	20.1156	FALSO	21.0467	FALSO
1	46.5860	21.0867	FALSO	23.4807	FALSO

**Eje Y-Y****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.6 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.7 * (((Ki+1) + (ki+2) + (ki+3)) / 3)$	¿Irregular?
5	16.4646		FALSO		
4	21.3550	9.8788	FALSO		
3	22.4742	12.8130	FALSO		
2	23.1814	13.4845	FALSO	14.0686	FALSO
1	28.7879	13.9089	FALSO	15.6358	FALSO

**Caso: Edificación A - Análisis Dinámico con ISE****Eje X-X****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.6 (Ki+1)	¿Irregular?	$0.7 * (((Ki+1) + (ki+2) + (ki+3)) / 3)$	¿Irregular?
5	25.5504		FALSO		
4	32.3303	15.3302	FALSO		
3	33.6428	19.3982	FALSO		
2	35.1637	20.1857	FALSO	21.3555	FALSO
1	46.4577	21.0982	FALSO	23.5986	FALSO

**Eje Y-Y****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.6 (Ki+1)	¿Irregular?	$0.7 * (((Ki+1) + (ki+2) + (ki+3)) / 3)$	¿Irregular?
5	17.2754		FALSO		
4	21.7608	10.3652	FALSO		
3	22.6531	13.0565	FALSO		
2	23.2540	13.5919	FALSO	14.3942	FALSO
1	28.8021	13.9524	FALSO	15.7892	FALSO

**Caso: Edificación B - Análisis Estático sin ISE****Eje X-X****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.6 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.7 * (((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))/3)$	¿Irregular?
5	25.1066		FALSO		
4	32.3600	15.0640	FALSO		
3	33.6840	19.4160	FALSO		
2	33.9160	20.2104	FALSO	21.2685	FALSO
1	25.4407	20.3496	FALSO	23.3240	FALSO

**Eje Y-Y****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.6 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.7 * (((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))/3)$	¿Irregular?
5	16.8090		FALSO		
4	21.6945	10.0854	FALSO		
3	22.7889	13.0167	FALSO		
2	22.5762	13.6734	FALSO	14.3016	FALSO
1	12.0974	13.5457	VERDADERO	15.6472	VERDADERO

**Caso: Edificación B - Análisis Dinámico sin ISE****Eje X-X****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.6 (Ki+1)	¿Irregular?	$0.7 * (((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))/3)$	¿Irregular?
5	25.4006		FALSO		
4	32.5773	15.2404	FALSO		
3	33.7818	19.5464	FALSO		
2	33.9191	20.2691	FALSO	21.4106	FALSO
1	25.4026	20.3514	FALSO	23.3982	FALSO

**Eje Y-Y****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.6 (Ki+1)	¿Irregular?	$0.7 * (((Ki+1)+(ki+2)+(ki+3))/3)$	¿Irregular?
5	17.2893		FALSO		
4	22.0277	10.3736	FALSO		
3	22.9499	13.2166	FALSO		
2	22.6193	13.7700	FALSO	14.5289	FALSO
1	12.1245	13.5716	VERDADERO	15.7726	VERDADERO

**Caso: Edificación B - Análisis Estático con ISE****Eje X-X****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.6 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.7 * (((Ki+1) + (ki+2) + (ki+3)) / 3)$	¿Irregular?
5	23.95620		FALSO		
4	31.20989	14.3737	FALSO		
3	32.70187	18.7259	FALSO		
2	32.98388	19.6211	FALSO	20.5025	FALSO
1	23.17033	19.7903	FALSO	22.6090	FALSO

**Eje Y-Y****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.6 (Ki+1)	¿Piso Blando?	$0.7 * (((Ki+1) + (ki+2) + (ki+3)) / 3)$	¿Irregular?
5	16.1229		FALSO		
4	20.8122	9.6737	FALSO		
3	21.9954	12.4873	FALSO		
2	21.8827	13.1972	FALSO	13.7505	FALSO
1	11.2192	13.1296	VERDADERO	15.0944	VERDADERO

**Caso: Edificación B - Análisis Dinámico con ISE****Eje X-X****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.6 (Ki+1)	¿Irregular?	$0.7 * (((Ki+1) + (ki+2) + (ki+3)) / 3)$	¿Irregular?
5	24.0934		FALSO		
4	31.3479	14.4560	FALSO		
3	32.7784	18.8088	FALSO		
2	33.0130	19.6671	FALSO	20.5846	FALSO
1	23.1758	19.8078	FALSO	22.6659	FALSO

**Eje Y-Y****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Ki (Rigidez) en tn/mm	0.6 (Ki+1)	¿Irregular?	$0.7 * (((Ki+1) + (ki+2) + (ki+3)) / 3)$	¿Irregular?
5	16.5118		FALSO		
4	21.0796	9.9071	FALSO		
3	22.1344	12.6477	FALSO		
2	21.9087	13.2807	FALSO	13.9360	FALSO
1	11.2555	13.1452	VERDADERO	15.1953	VERDADERO



### **IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA**

Al igual que en la irregularidad de Piso Débil, la irregularidad Extrema de Resistencia se basa en la dimensión de los elementos estructurales y en el acero de refuerzo que llevan. Se utilizará la misma metodología que se utilizó para la verificación de la irregularidad de Piso Débil. Debido a que las dos edificaciones en estudio tienen similitud en la sección de sus elementos estructurales, los valores serán los mismos, y sólo se mostrará una verificación representativa para todos los casos.

#### **Verificación de Irregularidad**

Nivel	Vn: ((Área transversal en cm <sup>2</sup> de cada elemento estructural que resiste a la fuerza cortante)* $\alpha$ )+ $\beta$	0.65*Vn(i+1)	¿Piso Débil?
5	1500		
4	1500	(975* $\alpha$ )+ $\beta$	FALSO
3	1500	(975* $\alpha$ )+ $\beta$	FALSO
2	1500	(975* $\alpha$ )+ $\beta$	FALSO
1	1500	(975* $\alpha$ )+ $\beta$	FALSO

### **IRREGULARIDAD DE MASA O PESO**

La irregularidad de masa o peso, se verificará con el peso por piso de la edificación y no con la masa participativa en el análisis sísmico. Se realizará dos verificaciones, una para la Edificación A y otra para la Edificación B, ya que los tipos de análisis y aplicación de ISE no influyen en esta verificación.

#### **Edificación A**

Piso	Pi (Peso en tn)	N° de veces referente al peso de piso superior	¿Irregular? (N°>1.5)	N° de veces referente al peso del piso inferior	¿Irregular? (N°>1.5)
5	175.548			1.4	FALSO
4	246.0042	0.71	FALSO	1.0	FALSO
3	246.0041	1.00	FALSO	1.0	FALSO
2	246.0042	1.00	FALSO	1.0	FALSO
1	246.0042	1.00	FALSO		

#### **Edificación B**

Piso	Pi (Peso en tn)	N° de veces referente al peso de piso superior	¿Irregular? (N°>1.5)	N° de veces referente al peso del piso inferior	¿Irregular? (N°>1.5)
5	175.548			1.4	FALSO
4	246.0042	0.71	FALSO	1.0	FALSO
3	246.0041	1.00	FALSO	1.0	FALSO
2	246.0042	1.00	FALSO	1.1	FALSO
1	262.7265	0.94	FALSO		

### **IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL**

La irregularidad geométrica vertical se mide según el área en planta que tiene cada nivel, si existe diferencia en estas áreas, puede darse la irregularidad. Debido a que las dimensiones en planta son iguales en los cinco niveles y para ambas edificaciones estudiadas, sólo se hará una verificación representativa (en X y Y) para todos los casos. Si bien es cierto, la irregularidad afecta en especial si el aumento de dimensiones va de acuerdo al ascenso de los niveles, de forma descendente tampoco se presenta la irregularidad. Si bien es cierto, la irregularidad afectaría si el incremento se da en niveles superiores, tampoco se recomienda tener un primer nivel con gran diferencia de áreas en planta.

#### **Eje X-X**

Piso	Di (Dimensión en planta en m)	1.3(Di+1)	¿Irregular?	1.3(Di-1)	¿Irregular?
5	15.25			19.825	FALSO
4	15.25	19.825	FALSO	19.825	FALSO
3	15.25	19.825	FALSO	19.825	FALSO
2	15.25	19.825	FALSO	19.825	FALSO
1	15.25	19.825	FALSO		

#### **Eje Y-Y**

Piso	Di (Dimensión en planta en m)	1.3(Di+1)	¿Irregular?	1.3(Di-1)	¿Irregular?
5	16.25			21.125	FALSO
4	16.25	21.125	FALSO	21.125	FALSO
3	16.25	21.125	FALSO	21.125	FALSO
2	16.25	21.125	FALSO	21.125	FALSO
1	16.25	21.125	FALSO		

### **DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES**

Los sistemas resistentes para ambas edificaciones (A y B), se componen por pórticos de concreto armado, y estos siguen una misma "línea vertical" y no tienen diferencias de dimensiones; por tanto, sólo se hará una verificación o mención representativa para todos los casos en estudio.

#### **Eje X-X**

Piso	¿Discontinuidad?	¿Irregular?
5	No	FALSO
4	No	FALSO
3	No	FALSO
2	No	FALSO
1	No	FALSO

#### **Eje Y-Y**

Piso	¿Discontinuidad?	¿Irregular?
5	No	FALSO
4	No	FALSO
3	No	FALSO
2	No	FALSO
1	No	FALSO

## **IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA**

### **IRREGULARIDAD TORSIONAL**

#### **Caso: Edificación A - Análisis Estático sin ISE**

##### **Eje X-X**

Desplazamientos relativos de entrepiso en extremos =  $\Delta e$

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ máx. esq. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. (mm)	$\Delta e$ prom. esq. (mm)
5	2700	14.5590	12.6240	1.5550	1.3610	1.4580
4	2700	13.0040	11.2630	2.6190	2.2800	2.4495
3	2700	10.3850	8.9830	3.5240	3.0630	3.2935
2	2700	6.8610	5.9200	3.9910	3.4570	3.7240
1	2700	2.8700	2.4630	2.8700	2.4630	2.6665

Condición Previa; donde:  $\Delta_{\text{permisible}}$  = Desplazamiento permisible dependiente de la altura de piso

Nivel	$0.75 \cdot 8 \cdot \Delta e$ máx.	$\Delta_{\text{permisible}}$ (0.007*Altura) en mm	$0.5 \Delta_{\text{permisible}}$	¿Cumple Condición?
5	9.3300	18.9000	9.4500	FALSO
4	15.7140	18.9000	9.4500	VERDADERO
3	21.1440	18.9000	9.4500	VERDADERO
2	23.9460	18.9000	9.4500	VERDADERO
1	17.2200	18.9000	9.4500	VERDADERO

##### **Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (cm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.3 \Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.5550	1.4580	1.8954	FALSO
4	2700	2.6190	2.4495	3.1844	FALSO
3	2700	3.5240	3.2935	4.2816	FALSO
2	2700	3.9910	3.7240	4.8412	FALSO
1	2700	2.8700	2.6665	3.4665	FALSO

##### **Eje Y-Y**

Desplazamientos relativos de entrepiso en extremos =  $\Delta e$

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ máx. esq. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. (mm)	$\Delta e$ prom. esq. (mm)
5	2700	23.3790	18.6610	2.3990	2.0270	2.2130
4	2700	20.9800	16.6340	4.0610	3.2470	3.6540
3	2700	16.9190	13.3870	5.4850	4.3110	4.8980
2	2700	11.4340	9.0760	6.3470	4.9860	5.6665
1	2700	5.0870	4.0900	5.0870	4.0900	4.5885

Condición Previa; donde:  $\Delta_{\text{permisible}}$  = Desplazamiento permisible dependiente de la altura de piso

Nivel	$0.75 \cdot 8 \cdot \Delta e$ máx.	$\Delta_{\text{permisible}}$ (0.007*Altura) en mm	$0.5 \Delta_{\text{permisible}}$	¿Cumple condición?
5	14.3940	18.9000	9.4500	VERDADERO
4	24.3660	18.9000	9.4500	VERDADERO
3	32.9100	18.9000	9.4500	VERDADERO
2	38.0820	18.9000	9.4500	VERDADERO
1	30.5220	18.9000	9.4500	VERDADERO

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.3\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	2.3990	2.2130	2.8769	FALSO
4	2700	4.0610	3.6540	4.7502	FALSO
3	2700	5.4850	4.8980	6.3674	FALSO
2	2700	6.3470	5.6665	7.3665	FALSO
1	2700	5.0870	4.5885	5.9651	FALSO

**Caso: Edificación A - Análisis Dinámico sin ISE****Eje X-X****Desplazamientos relativos de entrepiso en extremos =  $\Delta e$** 

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ mín.-esq. acum. (mm)	$\Delta e$ máx. esq. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. (mm)	$\Delta e$ prom. esq. (mm)
5	2700	14.0660	11.9610	1.3790	1.1800	1.2795
4	2700	12.6870	10.7810	2.4570	2.0980	2.2775
3	2700	10.2300	8.6830	3.4170	2.9120	3.1645
2	2700	6.8130	5.7710	3.9470	3.3530	3.6500
1	2700	2.8660	2.4180	2.8660	2.4180	2.6420

**Condición Previa; donde:  $\Delta$ permisible = Desplazamiento permisible dependiente de la altura de piso**

Nivel	$0.75*8*\Delta e$ máx.	$\Delta$ permisible ( $0.007*Altura$ ) en mm	$0.5\Delta$ permisible	¿Cumple Condición?
5	8.2740	18.9000	9.4500	FALSO
4	14.7420	18.9000	9.4500	VERDADERO
3	20.5020	18.9000	9.4500	VERDADERO
2	23.6820	18.9000	9.4500	VERDADERO
1	17.1960	18.9000	9.4500	VERDADERO

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.3\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.379	1.2795	1.6634	FALSO
4	2700	2.457	2.2775	2.9608	FALSO
3	2700	3.417	3.1645	4.1139	FALSO
2	2700	3.947	3.6500	4.7450	FALSO
1	2700	2.866	2.6420	3.4346	FALSO

**Eje Y-Y****Desplazamientos relativos de entrepiso en extremos =  $\Delta e$** 

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ mín.-esq. acum. (mm)	$\Delta e$ máx. esq. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. (mm)	$\Delta e$ prom. esq. (mm)
5	2700	20.1640	17.2470	1.9130	1.7200	1.8165
4	2700	18.2510	15.5270	3.3960	2.9110	3.1535
3	2700	14.8550	12.6160	4.7420	4.0130	4.3775
2	2700	10.1130	8.6030	5.6060	4.7330	5.1695
1	2700	4.5070	3.8700	4.5070	3.8700	4.1885

**Condición Previa; donde:  $\Delta_{\text{permisible}}$  = Desplazamiento permisible dependiente de la altura de piso**

Nivel	$0.75 \cdot 8 \cdot \Delta_e \text{ máx.}$	$\Delta_{\text{permisible}} (0.007 \cdot \text{Altura})$	$0.5 \Delta_{\text{permisible}}$	¿Cumple condición?
5	11.4780	18.9000	9.4500	VERDADERO
4	20.3760	18.9000	9.4500	VERDADERO
3	28.4520	18.9000	9.4500	VERDADERO
2	33.6360	18.9000	9.4500	VERDADERO
1	27.0420	18.9000	9.4500	VERDADERO

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (cm)	$\Delta_e \text{ máx. (cm)}$	$\Delta_e \text{ prom. (cm)}$	$1.3 \Delta_e \text{ prom. (cm)}$	¿Irregular?
5	2700	1.9130	1.8165	2.3615	FALSO
4	2700	3.3960	3.1535	4.0996	FALSO
3	2700	4.7420	4.3775	5.6908	FALSO
2	2700	5.6060	5.1695	6.7204	FALSO
1	2700	4.5070	4.1885	5.4451	FALSO

**Caso: Edificación A - Análisis Estático con ISE**

**Eje X-X**

**Desplazamientos relativos de entrepiso en extremos =  $\Delta_e$**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta_e \text{ máx. esq. acum. (mm)}$	$\Delta_e \text{ mín.-esq. acum. (mm)}$	$\Delta_e \text{ máx.-esq. acum. (mm)}$	$\Delta_e \text{ mín.-esq. (mm)}$	$\Delta_e \text{ prom. esq. (mm)}$
5	2700	15.4980	13.4510	1.6240	1.4290	1.5265
4	2700	13.8740	12.0220	2.7120	2.3700	2.5410
3	2700	11.1620	9.6520	3.6300	3.1650	3.3975
2	2700	7.5320	6.4870	4.1340	3.5910	3.8625
1	2700	3.3980	2.8960	3.3980	2.8960	3.1470

**Condición Previa; donde:  $\Delta_{\text{permisible}}$  = Desplazamiento permisible dependiente de la altura de piso**

Nivel	$0.75 \cdot 8 \cdot \Delta_e \text{ máx.}$	$\Delta_{\text{permisible}} (0.007 \cdot \text{Altura}) \text{ en mm}$	$0.5 \Delta_{\text{permisible}}$	¿Cumple Condición?
5	9.7440	18.9000	9.4500	VERDADERO
4	16.2720	18.9000	9.4500	VERDADERO
3	21.7800	18.9000	9.4500	VERDADERO
2	24.8040	18.9000	9.4500	VERDADERO
1	20.3880	18.9000	9.4500	VERDADERO

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta_e \text{ máx. (mm)}$	$\Delta_e \text{ prom. (mm)}$	$1.3 \Delta_e \text{ prom. (mm)}$	¿Irregular?
5	2700	1.6240	1.5265	1.9845	FALSO
4	2700	2.7120	2.5410	3.3033	FALSO
3	2700	3.6300	3.3975	4.4168	FALSO
2	2700	4.1340	3.8625	5.0213	FALSO
1	2700	3.3980	3.1470	4.0911	FALSO

### Eje Y-Y

**Desplazamientos relativos de entrepiso en extremos =  $\Delta e$**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx.-esq. acum. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. (mm)	$\Delta e$ máx. esq. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. (mm)	$\Delta e$ prom. esq. (mm)
5	2700	24.5560	19.6520	2.4880	2.1150	2.3015
4	2700	22.0680	17.5370	4.2030	3.3960	3.7995
3	2700	17.8650	14.1410	5.6460	4.4810	5.0635
2	2700	12.2190	9.6600	6.5360	5.1660	5.8510
1	2700	5.6830	4.4940	5.6830	4.4940	5.0885

**Condición Previa; donde:  $\Delta e_{\text{permisible}}$  = Desplazamiento permisible dependiente de la altura de piso**

Nivel	$\Delta e$ máx.	$\Delta e_{\text{permisible}}$ (0.007*Altura) en mm	0.5 $\Delta e_{\text{permisible}}$	¿Cumple condición?
5	14.9280	18.9000	9.4500	VERDADERO
4	25.2180	18.9000	9.4500	VERDADERO
3	33.8760	18.9000	9.4500	VERDADERO
2	39.2160	18.9000	9.4500	VERDADERO
1	34.0980	18.9000	9.4500	VERDADERO

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	1.3 $\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	2.4880	2.3015	2.9920	FALSO
4	2700	4.2030	3.7995	4.9394	FALSO
3	2700	5.6460	5.0635	6.5826	FALSO
2	2700	6.5360	5.8510	7.6063	FALSO
1	2700	5.6830	5.0885	6.6151	FALSO

### Caso: Edificación A - Análisis Dinámico con ISE

### Eje X-X

**Desplazamientos relativos de entrepiso en extremos =  $\Delta e$**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ máx. esq. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. (mm)	$\Delta e$ prom. esq. (mm)
5	2700	14.9760	12.8620	1.4270	1.2380	1.3325
4	2700	13.5490	11.6240	2.5230	2.1810	2.3520
3	2700	11.0260	9.4430	3.5020	3.0210	3.2615
2	2700	7.5240	6.4220	4.0880	3.5120	3.8000
1	2700	3.4360	2.9100	3.4360	2.9100	3.1730

**Condición Previa; donde:  $\Delta e_{\text{permisible}}$  = Desplazamiento permisible dependiente de la altura de piso**

Nivel	0.75*8* $\Delta e$ máx.	$\Delta e_{\text{permisible}}$ (0.007*Altura) en mm	0.5 $\Delta e_{\text{permisible}}$	¿Cumple Condición?
5	8.5620	18.9000	9.4500	FALSO
4	15.1380	18.9000	9.4500	VERDADERO
3	21.0120	18.9000	9.4500	VERDADERO
2	24.5280	18.9000	9.4500	VERDADERO
1	20.6160	18.9000	9.4500	VERDADERO

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (cm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.3\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.427	1.3325	1.7323	FALSO
4	2700	2.523	2.3520	3.0576	FALSO
3	2700	3.502	3.2615	4.2400	FALSO
2	2700	4.088	3.8000	4.9400	FALSO
1	2700	3.436	3.1730	4.1249	FALSO

**Eje Y-Y****Desplazamientos relativos de entrepiso en extremos =  $\Delta e$** 

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ máx. esq. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. (mm)	$\Delta e$ prom. esq. (mm)
5	2700	20.7100	17.8410	1.9370	1.7550	1.8460
4	2700	18.7730	16.0860	3.4220	2.9740	3.1980
3	2700	15.3510	13.1120	4.7570	4.0760	4.4165
2	2700	10.5940	9.0360	5.6370	4.8060	5.2215
1	2700	4.9570	4.2300	4.9570	4.2300	4.5935

**Condición Previa; donde:  $\Delta e_{\text{permisible}}$  = Desplazamiento permisible dependiente de la altura de piso**

Nivel	$0.75 \cdot 8 \cdot \Delta e$ máx.	$\Delta e_{\text{permisible}}$ ( $0.007 \cdot \text{Altura}$ ) en mm	$0.5 \Delta e_{\text{permisible}}$	¿Cumple condición?
5	11.6220	18.9000	9.4500	VERDADERO
4	20.5320	18.9000	9.4500	VERDADERO
3	28.5420	18.9000	9.4500	VERDADERO
2	33.8220	18.9000	9.4500	VERDADERO
1	29.7420	18.9000	9.4500	VERDADERO

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.3\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.9370	1.8460	2.3998	FALSO
4	2700	3.4220	3.1980	4.1574	FALSO
3	2700	4.7570	4.4165	5.7415	FALSO
2	2700	5.6370	5.2215	6.7880	FALSO
1	2700	4.9570	4.5935	5.9716	FALSO

**Caso: Edificación B - Análisis Estático sin ISE****Eje X-X****Desplazamientos relativos de entrepiso en extremos =  $\Delta e$** 

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ máx. esq. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. (mm)	$\Delta e$ prom. esq. (mm)
5	2700	1.7916	1.5698	0.1504	0.1321	0.1413
4	2700	1.6412	1.4377	0.2552	0.2228	0.2390
3	2700	1.3860	1.2149	0.3489	0.3040	0.3265
2	2700	1.0371	0.9109	0.4203	0.3659	0.3931
1	4050	0.6168	0.5450	0.6168	0.5450	0.5809

**Condición Previa; donde:  $\Delta$ permisible = Desplazamiento permisible dependiente de la altura de piso**

Nivel	$0.75*8*\Delta e$ máx.	$\Delta$ permisible ( $0.007*Altura$ ) en mm	$0.5\Delta$ permisible	¿Cumple Condición?
5	0.9024	18.9000	9.4500	FALSO
4	1.5312	18.9000	9.4500	FALSO
3	2.0934	18.9000	9.4500	FALSO
2	2.5218	18.9000	9.4500	FALSO
1	3.7008	28.3500	14.1750	FALSO

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.3\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	0.1504	0.1413	0.1836	FALSO
4	2700	0.2552	0.2390	0.3107	FALSO
3	2700	0.3489	0.3265	0.4244	FALSO
2	2700	0.4203	0.3931	0.5110	FALSO
1	4050	0.6168	0.5809	0.7552	FALSO

**Eje Y-Y**

**Desplazamientos relativos de entrepiso en extremos =  $\Delta e$**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ máx.-esq. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. (mm)	$\Delta e$ prom. esq. (mm)
5	2700	31.6210	25.6050	2.3000	1.9480	2.1240
4	2700	29.3210	23.6570	3.9490	3.1740	3.5615
3	2700	25.3720	20.4830	5.3910	4.2500	4.8205
2	2700	19.9810	16.2330	6.6160	5.1720	5.8940
1	4050	13.3650	11.0610	13.3650	11.0610	12.2130

**Condición Previa; donde:  $\Delta$ permisible = Desplazamiento permisible dependiente de la altura de piso**

Nivel	$0.75*8*\Delta e$ máx.	$\Delta$ permisible ( $0.007*Altura$ ) en mm	$0.5\Delta$ permisible	¿Cumple condición?
5	13.8000	18.9000	9.4500	VERDADERO
4	23.6940	18.9000	9.4500	VERDADERO
3	32.3460	18.9000	9.4500	VERDADERO
2	39.6960	18.9000	9.4500	VERDADERO
1	80.1900	28.3500	14.1750	VERDADERO

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.3 \Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	2.3000	2.1240	2.7612	FALSO
4	2700	3.9490	3.5615	4.6300	FALSO
3	2700	5.3910	4.8205	6.2667	FALSO
2	2700	6.6160	5.8940	7.6622	FALSO
1	4050	13.3650	12.2130	15.8769	FALSO



**Caso: Edificación B - Análisis Dinámico sin ISE****Eje X-X****Desplazamientos relativos de entrepiso en extremos =  $\Delta e$** 

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. esq. acum. (cm)	$\Delta e$ mín. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ máx. esq. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. (mm)	$\Delta e$ prom. esq. (mm)
5	2700	19.1310	15.2210	1.3960	1.1260	1.2610
4	2700	17.7350	14.0950	2.5190	2.0110	2.2650
3	2700	15.2160	12.0840	3.5940	2.8510	3.2225
2	2700	11.6220	9.2330	4.5060	3.5580	4.0320
1	4050	7.1160	5.6750	7.1160	5.6750	6.3955

**Condición Previa; donde:  $\Delta e_{\text{permisible}}$  = Desplazamiento permisible dependiente de la altura de piso**

Nivel	$0.75*8*\Delta e$ máx.	$\Delta e_{\text{permisible}}$ (0.007*Altura)	$0.5\Delta e_{\text{permisible}}$	¿Cumple Condición?
5	8.3760	18.9000	9.4500	FALSO
4	15.1140	18.9000	9.4500	VERDADERO
3	21.5640	18.9000	9.4500	VERDADERO
2	27.0360	18.9000	9.4500	VERDADERO
1	42.6960	28.3500	14.1750	VERDADERO

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.3\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.3960	1.2610	1.6393	FALSO
4	2700	2.5190	2.2650	2.9445	FALSO
3	2700	3.5940	3.2225	4.1893	FALSO
2	2700	4.5060	4.0320	5.2416	FALSO
1	4050	7.1160	6.3955	8.3142	FALSO

**Eje Y-Y****Desplazamientos relativos de entrepiso en extremos =  $\Delta e$** 

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ máx.-esq. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. (mm)	$\Delta e$ prom. esq. (mm)
5	2700	23.3340	21.1810	1.4890	1.3900	1.4395
4	2700	21.8450	19.7910	2.7010	2.4270	2.5640
3	2700	19.1440	17.3640	3.8610	3.4240	3.6425
2	2700	15.2830	13.9400	4.9530	4.3860	4.6695
1	4050	10.3300	9.5540	10.3300	9.5540	9.9420

**Condición Previa; donde:  $\Delta e_{\text{permisible}}$  = Desplazamiento permisible dependiente de la altura de piso**

Nivel	$0.75*8*\Delta e$ máx.	$\Delta e_{\text{permisible}}$ (0.007*Altura) en mm	$0.5\Delta e_{\text{permisible}}$	¿Cumple condición?
5	8.9340	18.9000	9.4500	FALSO
4	16.2060	18.9000	9.4500	VERDADERO
3	23.1660	18.9000	9.4500	VERDADERO
2	29.7180	18.9000	9.4500	VERDADERO
1	61.9800	28.3500	14.1750	VERDADERO

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.3\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.4890	1.4395	1.8714	FALSO
4	2700	2.7010	2.5640	3.3332	FALSO
3	2700	3.8610	3.6425	4.7353	FALSO
2	2700	4.9530	4.6695	6.0704	FALSO
1	4050	10.3300	9.9420	12.9246	FALSO

**Caso: Edificación B - Análisis Estático con ISE****Eje X-X****Desplazamientos relativos de entrepiso en extremos =  $\Delta e$** 

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ mín.-esq. acum. (mm)	$\Delta e$ máx. esq. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. (mm)	$\Delta e$ prom. esq. (mm)
5	2700	18.8730	16.6090	1.5720	1.3890	1.4805
4	2700	17.3010	15.2200	2.6390	2.3170	2.478
3	2700	14.6620	12.9030	3.5870	3.1390	3.363
2	2700	11.0750	9.7640	4.3130	3.7700	4.0415
1	4050	6.7620	5.9940	6.7620	5.9940	6.378

**Condición Previa; donde:  $\Delta e_{\text{permisible}}$  = Desplazamiento permisible dependiente de la altura de piso**

Nivel	$0.75 \cdot 8 \cdot \Delta e_{\text{máx.}}$	$\Delta e_{\text{permisible}} (0.007 \cdot \text{Altura})$	$0.5 \Delta e_{\text{permisible}}$	¿Cumple Condición?
5	9.4320	18.900	9.450	FALSO
4	15.8340	18.900	9.450	VERDADERO
3	21.5220	18.900	9.450	VERDADERO
2	25.8780	18.900	9.450	VERDADERO
1	40.5720	28.350	14.175	VERDADERO

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.3\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.5720	1.4805	1.9247	FALSO
4	2700	2.6390	2.4780	3.2214	FALSO
3	2700	3.5870	3.3630	4.3719	FALSO
2	2700	4.3130	4.0415	5.2540	FALSO
1	4050	6.7620	6.3780	8.2914	FALSO

**Eje Y-Y****Desplazamiento relativos de entrepiso =  $\Delta e$** 

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ máx. esq. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. (mm)	$\Delta e$ prom. esq. (mm)
5	2700	33.3220	27.0210	2.3910	2.0380	2.2145
4	2700	30.9310	24.9830	4.0960	3.3290	3.7125
3	2700	26.8350	21.6540	5.5610	4.4290	4.9950
2	2700	21.2740	17.2250	6.8090	5.3620	6.0855
1	4050	14.4650	11.8630	14.4650	11.8630	13.1640

**Condición Previa; donde:  $\Delta_{\text{permisible}}$  = Desplazamiento permisible dependiente de la altura de piso**

Nivel	$0.75 \cdot 8 \cdot \Delta_e \text{ máx.}$	$\Delta_{\text{permisible}} (0.007 \cdot \text{Altura}) \text{ en mm}$	$0.5 \Delta_{\text{permisible}}$	¿Cumple condición?
5	14.3460	18.9000	9.4500	VERDADERO
4	24.5760	18.9000	9.4500	VERDADERO
3	33.3660	18.9000	9.4500	VERDADERO
2	40.8540	18.9000	9.4500	VERDADERO
1	86.7900	28.3500	14.1750	VERDADERO

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta_e \text{ máx. (mm)}$	$\Delta_e \text{ prom. (mm)}$	$1.3 \Delta_e \text{ prom. (mm)}$	¿Irregular?
5	2700	2.3910	2.2145	2.8789	FALSO
4	2700	4.0960	3.7125	4.8263	FALSO
3	2700	5.5610	4.9950	6.4935	FALSO
2	2700	6.8090	6.0855	7.9112	FALSO
1	4050	14.4650	13.1640	17.1132	FALSO

**Caso: Edificación B - Análisis Dinámico con ISE**

**Eje X-X**

**Desplazamientos relativos de entrepiso en extremos =  $\Delta_e$**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta_e \text{ máx. esq. acum. (mm)}$	$\Delta_e \text{ mín. esq. acum. (mm)}$	$\Delta_e \text{ máx. esq. (mm)}$	$\Delta_e \text{ mín. esq. (mm)}$	$\Delta_e \text{ prom. esq. (mm)}$
5	2700	20.2650	15.9600	1.4480	1.1660	1.3070
4	2700	18.8170	14.7940	2.5890	2.0570	2.3230
3	2700	16.2280	12.7370	3.6760	2.8950	3.2855
2	2700	12.5520	9.8420	4.6220	3.6140	4.1180
1	4050	7.9300	6.2280	7.9300	6.2280	7.0790

**Condición Previa; donde:  $\Delta_{\text{permisible}}$  = Desplazamiento permisible dependiente de la altura de piso**

Nivel	$0.75 \cdot 8 \cdot \Delta_e \text{ máx.}$	$\Delta_{\text{permisible}} (0.007 \cdot \text{Altura})$	$0.5 \Delta_{\text{permisible}}$	¿Cumple Condición?
5	8.6880	18.9000	9.4500	FALSO
4	15.5340	18.9000	9.4500	VERDADERO
3	22.0560	18.9000	9.4500	VERDADERO
2	27.7320	18.9000	9.4500	VERDADERO
1	47.5800	28.3500	14.1750	VERDADERO

**Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta_e \text{ máx. (mm)}$	$\Delta_e \text{ prom. (mm)}$	$1.3 \Delta_e \text{ prom. (mm)}$	¿Irregular?
5	2700	1.4480	1.3070	1.6991	FALSO
4	2700	2.5890	2.3230	3.0199	FALSO
3	2700	3.6760	3.2855	4.2712	FALSO
2	2700	4.6220	4.1180	5.3534	FALSO
1	4050	7.9300	7.0790	9.2027	FALSO

### Eje Y-Y

Desplazamientos relativos de entrepiso en extremos =  $\Delta e$

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. acum. (mm)	$\Delta e$ máx. esq. (mm)	$\Delta e$ mín. esq. (mm)	$\Delta e$ prom. esq. (mm)
5	2700	23.8550	21.8520	1.5010	1.4130	1.4570
4	2700	22.3540	20.4390	2.7120	2.4700	2.5910
3	2700	19.6420	17.9690	3.8500	3.4600	3.6550
2	2700	15.7920	14.5090	4.9310	4.4170	4.6740
1	4050	10.8610	10.0920	10.8610	10.0920	10.4765

Condición Previa; donde:  $\Delta$ permisible = Desplazamiento permisible dependiente de la altura de piso

Nivel	$0.75*8*\Delta e$ máx.	$\Delta$ permisible ( $0.007*Altura$ ) en mm	$0.5\Delta$ permisible	¿Cumple condición?
5	9.0060	18.9000	9.4500	FALSO
4	16.2720	18.9000	9.4500	VERDADERO
3	23.1000	18.9000	9.4500	VERDADERO
2	29.5860	18.9000	9.4500	VERDADERO
1	65.1660	28.3500	14.1750	VERDADERO

Verificación de Irregularidad

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.3\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.5010	1.4570	1.8941	FALSO
4	2700	2.7120	2.5910	3.3683	FALSO
3	2700	3.8500	3.6550	4.7515	FALSO
2	2700	4.9310	4.6740	6.0762	FALSO
1	4050	10.8610	10.4765	13.6195	FALSO

### IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA

Caso: Edificación A - Análisis Estático sin ISE

### Eje X-X

Verificación de Irregularidad

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.5\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.555	1.458	2.187	FALSO
4	2700	2.619	2.4495	3.67425	FALSO
3	2700	3.524	3.2935	4.94025	FALSO
2	2700	3.991	3.724	5.586	FALSO
1	2700	2.87	2.6665	3.99975	FALSO

### Eje Y-Y

Verificación de Irregularidad

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.5\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	2.399	2.213	3.3195	FALSO
4	2700	4.061	3.654	5.481	FALSO
3	2700	5.485	4.898	7.347	FALSO
2	2700	6.347	5.667	8.49975	FALSO
1	2700	5.087	4.589	6.88275	FALSO

**Caso: Edificación A - Análisis Dinámico sin ISE****Eje X-X****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.5\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.379	1.2795	1.9193	FALSO
4	2700	2.457	2.2775	3.4163	FALSO
3	2700	3.417	3.1645	4.7468	FALSO
2	2700	3.947	3.6500	5.4750	FALSO
1	2700	2.866	2.6420	3.9630	FALSO

**Eje Y-Y****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (cm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.5\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.913	1.8165	2.7248	FALSO
4	2700	3.396	3.1535	4.7303	FALSO
3	2700	4.742	4.3775	6.5663	FALSO
2	2700	5.606	5.1695	7.7543	FALSO
1	2700	4.507	4.1885	6.2828	FALSO

**Caso: Edificación A - Análisis Estático con ISE****Eje X-X****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.5\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.624	1.5265	2.28975	FALSO
4	2700	2.712	2.541	3.8115	FALSO
3	2700	3.63	3.3975	5.09625	FALSO
2	2700	4.134	3.8625	5.79375	FALSO
1	2700	3.398	3.147	4.7205	FALSO

**Eje Y-Y****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.5\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	2.488	2.3015	3.45225	FALSO
4	2700	4.203	3.7995	5.69925	FALSO
3	2700	5.646	5.0635	7.59525	FALSO
2	2700	6.536	5.851	8.7765	FALSO
1	2700	5.683	5.0885	7.63275	FALSO

**Caso: Edificación A - Análisis Dinámico con ISE****Eje X-X****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.5\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.427	1.3325	1.9988	FALSO
4	2700	2.523	2.3520	3.5280	FALSO
3	2700	3.502	3.2615	4.8923	FALSO
2	2700	4.088	3.8000	5.7000	FALSO
1	2700	3.436	3.1730	4.7595	FALSO

**Eje Y-Y****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.5\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.937	1.8460	2.7690	FALSO
4	2700	3.422	3.1980	4.7970	FALSO
3	2700	4.757	4.4165	6.6248	FALSO
2	2700	5.637	5.2215	7.8323	FALSO
1	2700	4.957	4.5935	6.8903	FALSO

**Caso: Edificación B - Análisis Estático sin ISE****Eje X-X****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.5\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	0.1504	0.1413	0.2119	FALSO
4	2700	0.2552	0.2390	0.3585	FALSO
3	2700	0.3489	0.3265	0.4897	FALSO
2	2700	0.4203	0.3931	0.5897	FALSO
1	4050	0.6168	0.5809	0.8714	FALSO

**Eje Y-Y****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.5\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	2.3	2.1240	3.186	FALSO
4	2700	3.949	3.5615	5.3423	FALSO
3	2700	5.391	4.8205	7.2308	FALSO
2	2700	6.616	5.8940	8.8410	FALSO
1	4050	13.365	12.2130	18.3195	FALSO

**Caso: Edificación B - Análisis Dinámico sin ISE****Eje X-X****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.5\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.396	1.2610	1.8915	FALSO
4	2700	2.519	2.2650	3.3975	FALSO
3	2700	3.594	3.2225	4.8338	FALSO
2	2700	4.506	4.0320	6.0480	FALSO
1	4050	7.116	6.3955	9.5933	FALSO

**Eje Y-Y****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.5\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.4890	1.4395	2.15925	FALSO
4	2700	2.7010	2.5640	3.84600	FALSO
3	2700	3.8610	3.6425	5.46375	FALSO
2	2700	4.9530	4.6695	7.00425	FALSO
1	4050	10.3300	9.9420	14.91300	FALSO

**Caso: Edificación B - Análisis Estático con ISE****Eje X-X****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.5\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.572	1.4805	2.22075	FALSO
4	2700	2.639	2.478	3.717	FALSO
3	2700	3.587	3.363	5.0445	FALSO
2	2700	4.313	4.0415	6.06225	FALSO
1	4050	6.762	6.378	9.567	FALSO

**Eje Y-Y****Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta e$ máx. (mm)	$\Delta e$ prom. (mm)	$1.5\Delta e$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	2.391	2.2145	3.32175	FALSO
4	2700	4.096	3.7125	5.56875	FALSO
3	2700	5.561	4.995	7.49250	FALSO
2	2700	6.809	6.0855	9.12825	FALSO
1	4050	14.465	13.164	19.74600	FALSO

### Caso: Edificación B - Análisis Dinámico con ISE

#### Eje X-X

##### **Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta i$ máx. (mm)	$\Delta$ prom. (mm)	$1.5\Delta$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.448	1.307	1.9605	FALSO
4	2700	2.589	2.323	3.4845	FALSO
3	2700	3.676	3.2855	4.92825	FALSO
2	2700	4.622	4.118	6.177	FALSO
1	4050	7.93	7.079	10.6185	FALSO

#### Eje Y-Y

##### **Verificación de Irregularidad**

Nivel	Altura (mm)	$\Delta i$ máx. (mm)	$\Delta$ prom. (mm)	$1.5\Delta$ prom. (mm)	¿Irregular?
5	2700	1.501	1.457	2.1855	FALSO
4	2700	2.712	2.591	3.8865	FALSO
3	2700	3.85	3.655	5.4825	FALSO
2	2700	4.931	4.674	7.011	FALSO
1	4050	10.861	10.4765	15.71475	FALSO

### IRREGULARIDAD DE ESQUINAS ENTRANTES

Ambas edificaciones (A y B) no cuentan con irregularidad de esquinas entrantes, ya que la configuración en todos sus niveles forman un mismo rectángulo.

### IRREGULARIDAD DE DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA

Ambas edificaciones (A y B) no poseen discontinuidad abrupta del diafragma ó variaciones en rigidez (dependiente de la sección transversal); por tanto, se realizará únicamente una verificación representativa de la irregularidad para todos los casos.

##### **Verificación de Irregularidad**

Diafragma	Área bruta en m <sup>2</sup> del diafragma (incluyendo vacíos)	Área (m <sup>2</sup> ) mayor de abertura de diafragma	% de abertura respecto al área bruta	¿Irregular?
5	247.8125	12	4.8424	FALSO
4	247.8125	12	4.8424	FALSO
3	247.8125	12	4.8424	FALSO
2	257.8125	12	4.6545	FALSO
1	257.8125	12	4.6545	FALSO

La sección transversal de cada uno de los diafragmas es de 20 cm, no tienen ninguna variación en toda su extensión.

### IRREGULARIDAD DE SISTEMAS NO PARALELOS

Ambas edificaciones (A y B) no poseen esta irregularidad, ya que todos sus sistemas son paralelos respecto a su dirección.



**Anexo G: Escalamiento de Fuerza Cortante Mínima para Análisis Dinámico según los casos de estudio. Fuente: Elaboración Propia siguiendo lo señalado por la E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones**

## Artículo 29.4 de la E.030 (2018) del Reglamento Nacional de Edificaciones. Fuerza Cortante Mínima.

### 29.4. Fuerza Cortante Mínima

- 29.4.1. Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado según el artículo 25 para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.
- 29.4.2. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se escalan proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

## Verificación de Fuerza Cortante Mínima y Escalamiento en Edificación A y Edificación B, con y sin ISE

La Verificación de Fuerza Cortante Mínima generalmente se realiza luego de obtener las fuerzas sísmicas finales (luego de la modificación de R), por lo que para un análisis final y diseño de elementos, en este estudio, se tendría que volver a revisar este punto. No todos los casos requirieron escalamientos y en los casos en los que se dio, el factor de amplificación fue muy bajo.

- **Edificación Regular sin ISE**

VX: Cortante en primer entrepiso (nivel) en tn		Relación: Dinámico/Estático	Para estructura regular: Cumplir mínimo de 80 %
Estático	146.5594	0.7986	<b>FALSO</b>
Dinámico	117.0484		

VY: Cortante en primer entrepiso (nivel) en tn		Relación: Dinámico/Estático	Para estructura regular: Cumplir mínimo de 80%
Estático	146.5594	0.8454	<b>VERDADERO</b>
Dinámico	123.9020		

Dirección de Análisis	80% V Estático (tn)	V Dinámico	Factor de Amplificación
X	117.2475	117.0484	<b>1.0017</b>

- **Edificación Regular con ISE**

VX: Cortante en primer entrepiso (nivel) en tn		Relación: Dinámico/Estático	Para estructura regular: Cumplir mínimo de 80 %
Estático	146.5594	0.8093	<b>VERDADERO</b>
Dinámico	118.6065		

VY: Cortante en primer entrepiso (nivel) en tn		Relación: Dinámico/Estático	Para estructura regular: Cumplir mínimo de 80%
Estático	146.5594	0.8287	<b>VERDADERO</b>
Dinámico	121.4584		

✓ No se realiza escalamiento de fuerzas.

- **Edificación Irregular sin ISE**

VX: Cortante en primer entrepiso (nivel) en tn		Relación: Dinámico/Estático	Para estructura regular: Cumplir mínimo de 90 %
Estático	147.7340	0.8651	<b>VERDADERO</b>
Dinámico	127.8003		

VY: Cortante en primer entrepiso (nivel) en tn		Relación: Dinámico/Estático	Para estructura regular: Cumplir mínimo de 90%
Estático	147.7340	0.7532	<b>FALSO</b>
Dinámico	111.2786		

Dirección de Análisis	90% V Estático (tn)	V Dinámico	Factor de Amplificación
X	132.9606	127.8003	<b>1.0404</b>
X	132.9606	111.2786	<b>1.1948</b>

- **Edificación Irregular con ISE**

VX: Cortante en primer entrepiso (nivel) en tn		Relación: Dinámico/Estático	Para estructura regular: Cumplir mínimo de 90 %
Estático	147.7340	0.8691	<b>VERDADERO</b>
Dinámico	128.3942		

VY: Cortante en primer entrepiso (nivel) en tn		Relación: Dinámico/Estático	Para estructura regular: Cumplir mínimo de 90%
Estático	147.7340	0.7336	<b>FALSO</b>
Dinámico	108.3796		

Dirección de Análisis	90% V Estático (tn)	V Dinámico	Factor de Amplificación
X	132.9606	128.3942	<b>1.0356</b>
X	132.9606	108.3796	<b>1.2268</b>